

FACULDADE DE TECNOLOGIA E CIÊNCIAS SOCIAIS APLICADAS – FATECS
CURSO: ENGENHARIA CIVIL

Yuri Bessa Cesarino
MATRÍCULA: 2106289/5

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS EM *WOOD FRAME* UTILIZANDO NORMAS
AMERICANAS**

Brasília
2016

YURI BESSA CESARINO

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS EM *WOOD FRAME* UTILIZANDO NORMAS
AMERICANAS**

Trabalho de Curso (TC) apresentado
como um dos requisitos para a
conclusão do curso de Engenharia Civil
do UniCEUB– Centro Universitário de
Brasília

Orientador: Arquiteto e Urbanista
Marcos Henrique Ritter de Gregorio

Brasília
2016

YURI BESSA CESARINO

DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS EM *WOOD FRAME* UTILIZANDO NORMAS AMERICANAS

Trabalho de Curso (TC) apresentado como um dos requisitos para a conclusão do curso de Engenharia Civil do UniCEUB– Centro Universitário de Brasília

Orientador: Arquiteto e Urbanista Marcos Henrique Ritter de Gregorio

Brasília, 2016.

Banca Examinadora

Mestre Arquiteto e Urbanista Marcos Henrique Ritter de Gregorio
Orientador

Doutor em Engenharia Civil: William Oliveira Bessa
Examinador Interno

Doutor em Estruturas e Construção Civil: Márcio Augusto Roma Buzar
Examinador Externo

Mestre Arquiteto e Urbanista Leonardo da Silveira Pirillo Inojosa
Examinador Externo

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, à minha família. Nunca teria alcançado meus sonhos sem seu apoio, dedicação e carinho. Todas as minhas conquistas foram graças a vocês.

Em segundo lugar, aos meus professores. Que um dia, eu possa fazer aos outros aquilo que vocês fizeram por mim.

Por último, à Ciência. Que as pessoas, nunca deixem de se questionar e de aprender.

RESUMO

O déficit habitacional brasileiro é um tema já bem conhecido dentro da Academia, contudo poucas soluções eficientes são realmente apresentadas e ainda menos defendidas pela Indústria da Construção Brasileira. Essa mesma Indústria, por ser uma das que menos inova no campo da tecnologia, apresenta métodos construtivos rudimentares, que resultam em gastos desnecessários de recursos e energia. O país necessita de tecnologias mais eficientes para resolver os problemas socioeconômicos relacionados a esse tema, e profissionais mais audaciosos para implementá-las. Com base nisso, apresenta-se o sistema construtivo *Wood Frame*, como alternativa de solução para esta problemática, dado o seu atraente custo-benefício, entre outros fatores e vantagens que tornam esta técnica a mais adequada para modernização e industrialização da construção civil brasileira. Essa pesquisa tem como principal foco demonstrar como o sistema *Wood Frame* é construtivamente promissor além de comprovar a facilidade no seu dimensionamento. Com base em Normas, Manuais e Especificações Norte Americanos, este projeto foi estruturado de tal forma que identifica um modo simples de resolver esse problema de grande complexidade e grande magnitude.

Palavras-chave: *Wood Frame; Perfis leves em Madeira; NDS; AF&PA, AWC; Estruturas de Madeira; Dimensionamento Estrutural.*

ABSTRACT

The Brazilian Housing deficit is a well-known subject by the Brazilian Academy, however not enough solutions are effectively adopted and not enough support is given by Construction Industry. Furthermore, for its less likely trend to innovate, this industry spends unnecessary resources and energy with rudimentary constructions methods. Brazil needs more efficient technologies to resolve its social economic problems involving this subject and even more audacious professionals to implement them. Thus, it is shown the construction system in Wood Frame as an alternative to the problem mentioned, given its high cost-benefit among other factors that will help to industrialize the Brazilian Civil Construction and to make it more modern. This research has the main goal to present how promising is this system and how simple is its design. This project will be supported by North American's Codes and Standards that will show how simple we can solve complex issues involving the construction Industry.

Key-words: *Wood Frame; Wooden Structural light framing; NDS; AF&PA, AWC; Timber Structure; Structural Design.*

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS.....	3
RESUMO	4
ABSTRACT.....	5
ÍNDICE DE FIGURAS.....	8
ÍNDICE DE TABELAS.....	11
ÍNDICE DE SÍMBOLOS	11
CONVERSÃO DE UNIDADES	12
1. INTRODUÇÃO	13
1.1. Considerações Iniciais.....	13
1.2. Justificativa	15
1.3. Objetivos e Metodologia	16
1.4. Apresentação dos capítulos.....	16
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1. Industrialização da Construção Civil	17
2.2. Sustentabilidade com o Emprego da Madeira na Construção	20
2.3. Propriedades da Madeira.....	22
2.4. Propriedades Hidroscópicas da Madeira	25
2.5. Propriedades Estruturais da madeira.....	30
2.6. Construção em Wood Frame.....	32
2.7. Elementos Manufaturados em Madeira	35
2.7.1. Madeira Serrada (<i>swan lumber</i>).....	36
2.7.2. Madeira Serrada Colada (<i>Glulams</i>).....	40
2.7.3. Vigas tipo I Pré-fabricadas (<i>Prefabricated Wood I-Joists</i>).....	45
2.7.4. Madeira Composta Estrutural (<i>Structural Composite Lumber</i>).....	48
2.7.5. Painéis Estruturais (<i>Structure Panels</i>)	51
2.7.6. Diafragmas Horizontais	54
2.7.7. Conexões.....	58
2.8. Aspectos de Dimensionamento	62
2.8.1. Fatores de Redução e Majoração	63
2.8.1.1. Fator de Serviço Úmido (<i>Wet Service Factor CM</i>)	64
2.8.1.2. Fator de Duração de Carregamento (<i>Load Duration Factor CD</i>).....	65

2.8.1.3. Fator de Tamanho (<i>Size Factor CF</i>).....	67
2.8.1.4. Fator de Repetição de Membro (<i>Repetitive Member Factor Cr</i>).....	68
2.8.1.5. Fator de Uso “Deitado” (<i>Flat Use Factor Cfu</i>).....	69
2.8.1.6. Fator de Cisalhamento (<i>Shear Stress Factor CH</i>).....	69
2.8.1.7. Fator de Temperatura (<i>Temperature Factor Ct</i>).....	69
2.8.1.8. Fator de Integridade (<i>Incising Factor Ci</i>).....	70
2.8.1.9. Fator de Forma (<i>Form Factor Cf</i>).....	71
2.8.1.10. Fator de Volume (<i>Volume Factor Cv</i> – Somente par Glulams).....	71
2.8.1.11. Fator de Estabilidade de Vigas (<i>Beam Stability Factor CL</i>).....	72
2.8.1.12. Fator de Estabilidade de Colunas (<i>Column Stability Factor Cp</i>).....	73
2.8.1.13. Fator Comprimento de Penetração (<i>Penetration Depth Factor Cd</i>) – Para conexões somente.....	73
2.8.1.14. Fator Final de Fibra (<i>End Grain Factor Ceg</i>) – Para conexões somente..	74
2.8.1.15. Fator de Diafragma (<i>Diaphragm Factor Cd</i>) – Para conexões somente...	75
2.8.1.16. Fator Prego de Canto (<i>Toenail Factor Ctn</i>) – Para conexões somente....	75
2.9. Carregamentos para Dimensionamento	75
2.10. Comportamento da Estrutura sujeita a Carregamentos e Forças	76
2.11. Principais equações para o dimensionamento do sistema Wood Frame.....	77
3. ESTUDO DE CASO	83
3.1. Introdução do Estudo de Caso	83
3.2. Determinação das Cargas Horizontais	86
3.3. Cargas Verticais	91
3.4. Dimensionamento do Telhado	92
3.5. Dimensionamento dos Painéis Estruturais (Compensados – Plywood).....	105
3.5.1. Painéis do telhado.....	105
3.5.2. Painéis do piso.....	106
3.5.3. Painéis das paredes estruturais.....	108
3.5.4. Conexão entre os painéis	109
3.6. Dimensionamento dos Montantes	114
3.7. Dimensionamento das Vergas para janelas	122
3.8. Dimensionamento da Coluna da Varanda	126
3.9. Dimensionamento das Vigas do Piso	129

3.10. Dimensionamento da Glulam.....	132
3.11. Dimensionamento da conexão das vigas deitadas (<i>chords</i>).....	137
4. ANÁLISE DOS DADOS.....	139
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	141
6. ANEXOS.....	1
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	9

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Construção convencional.	18
Figura 2 – Construção industrializada em Steel Frame.	19
Figura 3 – Gastos energéticos para produção de diferentes materiais para construção.	21
Figura 4 – Foto da esquerda: Estrutura interna das fibras da madeira; Foto da direita: Seção de tronco de árvore.....	23
Figura 5 – Características observadas na madeira serrada.	25
Figura 6 – Relações da perda de humidade em uma fibra presente na madeira.	27
Figura 7 – Relação das orientações de corte de perfis de madeira serrada conforme a orientação dos anéis anuais do tronco de árvore.	28
Figura 8 – Efeitos distorcionais dos perfis conforme a orientação dos anéis anuais.	28
Figura 9 – Logo do Consulado de Madeira Americano.....	31
Figura 10 – Norma americana de Dimensionamento de Estruturas em Madeira (NDS).....	32
Figura 11 – Exemplo do Sistema Wood Frame para casas.....	33
Figura 12 – Exemplo do Sistema Wood Frame edifícios.	34
Figura 13 – Perfis feitos com madeira serrada.	36
Figura 14 – Exemplo de carimbos (selos de identificação) para perfis feitos de madeira serrada para separação manual.	37
Figura 15 – Exemplo de carimbo (selo de identificação) para perfis feitos de madeira serrada para separação mecânica.	37
Figura 16 – Exemplo de cortes de perfis de madeira serrada.	39
Figura 17 – Exemplo uma viga Glulam.	41

Figura 18 – Exemplo uma viga Glulam biapoiada sendo submetida a carregamento.	42
Figura 19 – Distribuição das tensões em uma viga Glulam submetida a flexão.	42
Figura 20 – Dimensões padrões de vigas glulams em polegadas.	43
Figura 21 – Perfis pré-fabricados tipo “I”	45
Figura 22 – Manual de vigas pré-moldadas da empresa Trust Joist.	47
Figura 23 – Produtos fabricados de materiais compostos.	48
Figura 24 – Manual de produtos compostos da empresa Trust Joist.	49
Figura 25 – Orientação dos layers de plywood na confecção do painel.	51
Figure 26 – Sistema Wood Frame submetido à cargas horizontais.....	54
Figura 27 – Comportamento dos membros dentro do sistema Wood Frame.	55
Figura 28 – Diferentes direções de pressões de vento influenciam o dimensionamento.	56
Figura 29 – Vista lateral da deformação da parede estrutural sujeita aos esforços horizontais.	57
Figura 30 – Vista da composição das paredes por painéis estruturais.....	57
Figura 31 – Alguns tipos de conexões conforme o carregamento.	60
Figura 32 – Gráfico de duração de carregamento.	66
Figura 33 – Pregos penetrados em membros principais com fibras paralelas ao mesmos.	74
Figura 34 – Pregos penetrados em regiões de canto – inclinados.	75
Figure 35 – Diafragma horizontal.....	76
Figura 36 – Flexo-compressão em um elemento estrutural.....	82
Figura 37 – Projeto arquitetônico do estudo de caso com 73 m ²	84
Figura 38 – Projeto estrutural pré-dimensionado.....	85
Figura 39 – Planta de cobertura e corte esquemático da estrutura.	87
Figura 40 – Fachadas Norte e Sul da residência.....	87
Figura 41 – Fachadas Oeste e Leste da residência.	87
Figura 42 – Direção e caminho percorrido pelo vento através da estrutura.....	88
Figura 43 – Diagramas de pressões de ventos pelo método 2.....	90
Figura 44 – Diagramas de pressões de ventos pelo método 1.....	90
Figura 45 – Comprimento de contribuição de cada pressão atuante na fachada.	91
Figura 46 – Arranjo da treliça do telhado.	93

Figura 47 – Arranjo da treliça do telhado.	94
Figura 48 – Carregamento definido na treliça.	95
Figura 49 – Cargas axiais, em kips (<i>kiloponds</i>).	95
Figura 50 – Cortante, em kips (<i>kiloponds</i>).	96
Figura 51 – Momento Fletor, em kips-in (<i>kilopondsXinchs</i>).	96
Figura 52 – Detalhe esquemático do telhado e seus materiais.	104
Figura 53 – Representação do modelo do telhado.	105
Figura 54 – Representação do modelo do painel estrutural do telhado.	106
Figura 55 – Detalhe esquemático do piso e seus materiais.	107
Figura 56 – Representação do modelo do painel estrutural do piso.	108
Figura 57 – Representação do modelo do painel estrutural das paredes.	109
Figure 58 – Detalhe esquemático da incidência de vento na fachada Norte-Sul.	110
Figura 59 – Detalhe esquemático da incidência de vento na fachada Leste-Oeste.	111
Figura 60 – Detalhe esquemático dos montantes nas paredes estruturais.	114
Figura 61 – Detalhe esquemático do montante.	115
Figura 62 – Detalhe esquemático do posicionamento do prego no montante (região de ligação).	118
Figura 63 – Representação do modelo de montantes distribuídos nas paredes. ...	121
Figura 64 – Detalhe esquemático da verga (hachurada) e montantes das janelas	122
Figura 65 – Diagramas da verga.	123
Figura 66 – Detalhamento das vergas para janelas.	125
Figura 67 – Representação do modelo do frame da janela com verga.	126
Figura 68 – Corte esquemático da varanda.	126
Figura 69 – Simplificação do modelo da coluna.	127
Figura 70 – Representação do modelo da coluna da varanda.	129
Figura 71 – Vista superior do piso e arranjo das vigas.	130
Figura 72 – Simplificação do modelo da viga.	130
Figura 73 – Representação do modelo das vigas do piso.	132
Figura 74 – Vista superior do piso e arranjo das vigas com a glulam.	133
Figura 75 – Representação do modelo da viga Glulam do piso.	133
Figura 76 – Simplificação do modelo da glulam e seus diagramas.	134
Figura 77 – Detalha do transpasse das <i>chords</i>	138

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Comparação entre métodos construtivos.	20
Tabela 2 – Tabela de fórmulas para ajuste dos fatores para madeira serrada.	38
Tabela 3 – Tabela de fórmulas para ajuste dos fatores para Glulams.	44
Tabela 4 – Tabela de fórmulas para ajuste dos fatores para vigas pré-fabricadas... 47	
Tabela 5 – Tabela de fórmulas para ajuste dos fatores para madeiras estruturais compostas.	50
Tabela 6 – Tabela de carregamento dos painéis estruturais.	52
Tabela 7 – Tabela de fórmulas para ajuste dos fatores para conexões.	62
Tabela 8 – Valores tabulados de resistências.	64
Tabela 9 – Valores de resistência da espécie selecionada.	86
Tabela 10 – Valores de cargas verticais.	92
Tabela 11 – Tabela de resumo de dimensionamento.	140
Tabela 12 – Déficit habitacional Brasileiro, por região.	1
Tabela 13 – Propriedades das seções para madeira serrada.	3
Tabela 14 – Propriedades das seções para madeira laminada colada (glulam).....	4
Tabela 15 – Fator de combinação de altura, exposição e rajada de ventos Ce.	4
Tabela 16 – Coeficientes de Pressão de Vento.	5
Tabela 17 – Fator de Tamanho para madeira serrada.	5
Tabela 18 – Propriedades mecânicas de espécies de árvores para madeira serrada.	6
Tabela 19 – Propriedades mecânicas para madeiras laminadas coladas.	7
Tabela 20 – Dimensão de pregos.	7
Tabela 21 – Capacidades cisalhantes para painéis estruturais travados.	8

ÍNDICE DE SÍMBOLOS

°C.....	Graus Celsius
°F.....	Graus Fahrenheit
cm.....	Centímetros
H.....	Hora

Kg.....Quilograma
 m.....Metros
 m².....Metros quadrados
 MPa.....Mega Pascal
 in.....Inchs (polegadas ou “)
 in².....Polegadas quadradas
 ft.....Feet (pés ou ‘)
 ft².....Pés quadrados
 lbs.....Libra Pound (libras)
 lbs/ft.....libras/pés (plf)
 lbs/ft².....libras/pés quadrados (psf)
 Kips.....Kilo Pound (k)
 Kips/in².....ksi

CONVERSÃO DE UNIDADES

	Quantidade	Sistema Internacional		Sistema Inglês	
		Unidade em SI	Símbolo SI	Unidade	Símbolo
Grandezas Básicas	Comprimento	Metros	m	Pés ou Polegadas	ft ou in
	Massa	Kilogramas	kg	Libra peso (pound)	lb
	Tempo	Segundo	s	Segundo	s
Grandezas Derivadas	Força	Newtons	N	Libra força	lb-f
	Momento de Força	-	kNm	-	lb-in ou k-ft
	Momento de Inércia	-	m ⁴	-	in ⁴
	Pressão/Tensão	Pascal	Pa (N/m ²)	psi ou ksi	lb/in ² ou k/ft ²
	Densidade de Massa	-	kg/m ³	-	lb/ft ³

Comprimento

1 in = 1" = 25.40mm

1 ft = 1' = 0.3048 m

1 ft = 12in

Área

1 in² = 645.2 mm²

1 ft² = 929.03 cm²

Momento Fletor

1 lb-in = 0.113 Nm

1 lb-ft = 1.356 Nm

1 k-ft = 1.356 KNm

Pressão / Tensão

1 psi = 6.895 kPa

1 ksi = 6.895 Mpa

1 psf = 47.88 Pa

Cargas

1 lb-f = 4.448 N

1 k = 1 kilopound = 4.448 kN

1 lb-f/ft = 14.59 N/m

Peso específico

1 lb/ft³ = 0.157 kN/m³

Massa

1 lb = 0.4535 kg

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Iniciais

O cenário socioeconômico brasileiro foi alterado drasticamente nos últimos 50 anos em virtude do êxodo rural e da mudança etária da população. A partir da década de 60, essas mudanças começaram a polarizar regiões específicas do Brasil, como o Sudoeste e Sul, e com isso as grandes metrópoles passaram a ser moldadas com um crescimento desordenado, não planejado e não previsto. Grandes metrópoles como Rio de Janeiro e São Paulo expandiram-se em direção à periferia, provocando um processo de favelização, com graves problemas urbanos.

Outro fator que desencadeou as transformações das cidades foi a modificação na estrutura etária da população brasileira. O aumento considerável da população de idosos ativos contribui diretamente no crescimento de residências familiares. A diversificação dos arranjos familiares (diminuição do número de membros por família em domicílios particulares permanentes) é, então, um fator relevante para a demanda do número de residências no Brasil.

Obviamente o crescimento populacional exige novas moradias, porém o número de domicílios não acompanhou adequadamente as exigências e mudanças da nova sociedade brasileira. Sob essa perspectiva o déficit habitacional no Brasil atualmente supera 5,4 milhões de moradias em 2012, segundo dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), Pesquisa Nacional por Amostra de Domicílios (PNAD). Nos anexos, há uma tabela retirada do site da Câmara Brasileira da Indústria da Construção apontando esse grave problema, discretizando-o por região entre os anos de 2007 e 2012.

Para combater esse déficit habitacional, o governo Brasileiro investiu em iniciativas e programas que visam a ampliação no número de domicílios pelo país. O maior exemplo disso foi o programa do governo em parceria com a Caixa Econômica Federal “Minha casa, minha vida”, lançado em março de 2009, que visa o financiamento da habitação, cuja meta inicial era de construir 1 milhão de moradias.

Apesar dessa iniciativa, ainda é preciso investimento nos setores envolvendo a indústria da construção civil, pois se faz necessário à busca e implementação de novas tecnologias e inovações que sejam compatíveis com essa nova demanda, afim de solucionar esse agravante de modo eficiente e efetivo, sobretudo em momentos de crises econômicas.

Diante desse cenário e com os avanços tecnológicos, a indústria da construção civil tenta buscar sistemas mais eficientes de construção com o objetivo de reduzir o consumo de material (desperdício) para atender uma demanda crescente. Para isso, no entanto, deve ser objetivo do setor buscar a industrialização da construção civil, que deve passar, necessariamente por uma mecanização e padronização de métodos e procedimentos construtivos, adotando-se cronogramas rígidos de planejamento e execução, com a capacitação e especialização da mão de obra, otimização de custos, racionalização, produção seriada e em escala.

Podem-se citar algumas tecnologias construtivas que correspondem a industrialização da construção, utilização de pré-moldados, perfis de aço laminado, construção modular (com contêineres), perfis de chapa metálica (*light steel frame*), Wood Frame entre outros. Essas tecnologias também são chamadas de construção “a seco”, pois dispensam a utilização de água durante vários estágios da construção.

Apesar da mão-de-obra brasileira ser predominantemente artesanal, caracterizada pela baixa produtividade e excessivo desperdício, o mercado tem buscado mudanças, porém ainda de forma lenta se comparada com outros setores da economia. Infelizmente, a Indústria da Construção Civil é a que menos inova e menos investe em tecnologias quando comparada com diferentes indústrias, como a Robótica, Bélica, Naval, Agroindústria, Telecomunicação, Automotiva, etc., de acordo com Dr. Jimmy Kim (durante uma entrevista em Julho de 2014), Professor PhD de Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade do Colorado, Denver, EUA.

Dentro dessa realidade, há uma tendência (mesmo que gradual e lenta) de investimentos por empresas em processos construtivos mais eficientes que resultem em produtos de melhor qualidade sem aumentos significativos em custos, a fim de se tornarem mais competitivas e tentar atender as novas demandas da sociedade e de mercado em virtude de potenciais crises no setor.

Porém essas inovações devem ser economicamente viáveis e compatíveis com as condicionantes nacionais (clima, topografias, padrão socioeconômico), para que a construção industrializada seja uma potencial solução para o problema habitacional brasileiro. Para que essa iniciativa seja bem sucedida, é preciso adotar uma visão sistêmica que integre todos os subsistemas construtivos e que priorize o projeto, sob a óptica do processo de construção.

Sob essa óptica, sugere-se como uma das soluções para o déficit habitacional Brasileiro a utilização do sistema *Wood Frame*, sistema construtivo caracterizado pela construção em etapas com perfis leves em madeira. Esse tipo de construção é maciçamente utilizada em países como os Estados Unidos, Canada, Austrália, Inglaterra, Alemanha entre outros, no desenvolvimento residencial, comercial e também industrial. O *Wood Frame* possui uma série de vantagens em relação a outros materiais estruturais (tais como o aço e o concreto) e sua utilização enquadra-se no método de construção industrializada. É uma potencial solução para a Indústria da Construção Civil, por possuir alto custo-benefício e sua implementação em grandes escalas torna-se muito factível para a realidade Brasileira. Por isso, o ponto principal adotado nessa pesquisa é em relação a facilidade de dimensionamento desse sistema para edificações de pequeno e médio porte, pois baseia-se em princípios físicos simples, e são embasados em dados e tabelas gerados na literatura americana que tornam o dimensionamento ainda mais rápido.

1.2. Justificativa

A Construção Civil Brasileira é um campo muito afetado pelo desempenho da Economia, situação essa comprovada por diferentes momentos de altas e baixa da economia na história do País. É esperado em momentos de crise, que novas soluções sejam desenvolvidas com objetivo de reverter o cenário. No entanto, muitas soluções desenvolvidas pela Academia encontram grande dificuldade de implementação na indústria por vários fatores, sendo os principais deles o desconhecimento de novas tecnologias, resistência cultural, falta de investimentos, pouca qualificação de capital humano, pouca tecnologia e falta de suporte para pesquisas científicas (aqui é enfatizado o ponto de vista pessoal do autor). No entanto, pouca produção científica é embasada para gerar resultados práticos e trazer melhorias ao país e, conseqüentemente, não encontra suporte da indústria para implementação. Essa pesquisa visa quebrar esse paradigma, através do desenvolvimento de um material simples e prático, no entanto com muito conteúdo, do dimensionamento do sistema de *Wood Frame*, devidamente fundamentado pela produção acadêmica Norte Americana. Espera-se que essa pesquisa resulte em diferentes perspectivas para as produções científicas no Brasil nesta área.

1.3. Objetivos e Metodologia

Tendo em vista a implementação do sistema Wood Frame como sistema construtivo no Brasil, os objetivos deste trabalho são:

- Realizar um comparativo entre a madeira e outros materiais estruturais utilizados na indústria;
- Apresentar Propriedades da madeira como material estrutural e sua real possibilidade de implantação no Brasil;
- Indicar características específicas do comportamento do sistema e produtos utilizados;
- Indicar a facilidade de dimensionamento de estruturas de pequeno porte através de manuais e normas americanas em contraste com os padrões Brasileiros.

Recomenda-se fortemente que o leitor tenha acesso às principais literaturas apontadas e exploradas nessa pesquisa afim de facilitar a desenvolvimento do projeto.

1.4. Apresentação dos capítulos

O trabalho proposto foi dividido em 5 capítulos, sendo a composição de cada um:

- Capítulo 1 – Introdução: O capítulo relaciona o tema deste trabalho com o contexto socioeconômico brasileiro no que se refere à atual necessidade de habitação residencial a partir da implementação de produtos e processos industrializados que visem a redução mais eficaz e ágil do déficit habitacional do Brasil. O capítulo apresenta também uma breve justificativa para o desenvolvimento do tema, além dos objetivos e metodologia empregados na realização deste trabalho;
- Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica: O capítulo traz as principais características do Wood Frame, começando com o emprego sustentável desse material, as propriedades mecânicas da madeira, o emprego desse material como elemento estrutural, elementos manufaturados desse material e sua respectiva função no sistema, dimensionamento do Wood Frame e as considerações adotadas para o

cálculo estrutural do sistema (utilizando o principal manual “Design of Wood Structures” do autor americano Donald E. Breyer; o manual com normas americanas mais utilizado na indústria nos EUA, MANUAL ASD/LRFD National Design Specification® for Wood Construction – NDS – do Consulado de Madeira dos EUA, e; a norma brasileira 7190 – Projeto de Estruturas de Madeira);

- Capítulo 3 – Estudo de Caso: Neste capítulo, um exemplo de uma residência é utilizado para o dimensionamento da estrutura pelo sistema Wood Frame pela filosofia de dimensionamento americano;
- Capítulo 4 – Resultados: Neste capítulo, é explorado os resultados do capítulo anterior em comparação com a norma Brasileira e as diferenças de cada método;
- Capítulo 5 – Conclusão e considerações: Nesse capítulo são analisadas as principais vantagens e desvantagens dos métodos do na avaliação da possibilidade real de implantação do Wood Frame em grandes escalas no Brasil.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Industrialização da Construção Civil

A Indústria da Construção nos países em Desenvolvimento representa um importante indicador de crescimento econômico. Geralmente, essas nações investem cerca de 5 a 7% de seu PIB como o caso do Brasil. Contudo, o cenário da construção no Brasil é marcado pela abundância de recursos, excessivas operações envolvendo concreto e tecnologia defasada, gerando gastos consideráveis para a economia do País. Essas características impactam drasticamente o setor quando fala-se em economia, eficiência, sustentabilidade e resultados. Para melhor compreender o tema, faz-se necessário comparar os dois métodos construtivos para perceber como a construção Brasileira está defasada quando comparada com outros países.

Há dois tipos de métodos que definem o processo de construção: a construção convencional e a construção industrializada. O nome do processo de mudança do primeiro para o segundo chama-se industrialização da construção civil.

A construção convencional é baseada no processo de utilização de mão de obra técnica (ou artesanal) durante as fases de execução de um projeto dentro do canteiro de obra. Em outras palavras, quase todas as etapas do projeto são realizadas dentro do próprio canteiro de obra muitas vezes por mão de obra pouco capacitada, geralmente por uma ou mais equipes (próprias ou terceirizadas). O maior exemplo disso é a execução de um edifício feito em concreto armado e alvenaria de vedação, e em muitas das vezes o produto final possui pouca qualidade, como indicado na figura 1 abaixo:

Figura 1 – Construção convencional.



Fonte – <https://www.bimbon.com.br/aprenda/entenda-a-diferenca-entre-construcao-convencional-e-alvenaria-estrutural/>

Já a construção industrializada caracteriza-se pela padronização e otimização durante as etapas de desenvolvimento de um projeto, que visa redução de prazos, minimização de gastos e desperdícios, economia, maior organização do canteiro de obra, redução de rejeitos, toxinas e poeira lançada na atmosfera entre outros. Esse método visa reduzir gastos através da padronização da execução, ou seja, várias etapas do projeto deixam de ser executadas no sítio para serem realizadas em indústrias. Por exemplo, materiais industrializados (ou manufaturados) são produzidos fora do canteiro, transportados até o mesmo e diferentes equipes (especializadas em serviços específicos) montam esses produtos.

Um fator interessante para ser observado é que a mão de obra por ser especializada consegue ser treinada mais rapidamente (se comparada com mão de

obra técnica), não exigindo experiência dos funcionários. Portanto, as equipes por possuírem poucas atribuições são mais produtivas e geram menos gastos, e com isso a curva de aprendizado desenvolve-se mais rapidamente. Por fim, os sistemas industrializados exigem menos esforço físico dos funcionários (devido a maior utilização de equipamentos) e conseqüentemente, permitem a inclusão de diferentes perfis de pessoas para a execução das atividades como mulheres e deficientes.

Exemplos de produtos industrializados (focando-se na parte estrutural do projeto) podem ser peças de concreto pré-moldadas, perfis laminados de aço, perfis de aço conformados a frio (perfis leves), utilização de containers marítimos, sistema wood frame entre outros. A figura 2 abaixo indica um exemplo de produtos industrializados:

Figura 2 – Construção industrializada em Steel Frame.



Fonte – <https://arcoweb.com.br/finestra/tecnologia/steel-framing-01-09-2009>

A construção convencional apesar de ser largamente empregada no país possui diversas desvantagens quando comparada com a construção industrializada. Veja a tabela 1.

Portanto, quando compara-se as duas metodologias quanto a execução de um projeto, percebe-se maior custo-benefício de construções industrializadas. Outro ponto interessante para ser ressaltado é em relação a mão de obra utilizada em sistemas de construção industrializados.

Tabela 1 – Comparação entre métodos construtivos.

CARACTERÍSTICAS	MÉTODOS CONSTRUTIVOS	
	CONVENCIONAL	INDUSTRIALIZADO
Mão de obra	Técnica (artesanal)	Especializada
Produtividade	Baixa	Elevada
Velocidade de construção	Baixa	Elevada
Custo inicial	Baixo	Elevado
Impacto Ambiental	Maior	Menor
Uso de máquinas	Menor uso	Maior uso
Custo com mão de obra	Maior	Menor
Custo de materiais	Baixo	Elevado
Limpeza e organização do sítio	Menor	Maior
Custo-benefício	Baixa	Elevada
Planejamento de projeto*	Menos relevante	Mais relevante
Adaptabilidade de projeto*	Sim	Não
Logística de materiais*	Menos relevante	Mais relevante
Espaço de armazenamento*	Menos relevante	Mais relevante

Tabela desenvolvida pelo autor

2.2. Sustentabilidade com o Emprego da Madeira na Construção

A madeira possui vantagens extraordinárias quando comparada com outros materiais. Esse material possui a maior razão resistência/peso entre concreto e aço, possui incrível recorde de durabilidade, o que garante a utilização desse material como elemento estrutural. A madeira seca possui boas propriedades de isolamento térmico, acústico e elétrico. Ainda, as qualidades desse material permitem o fácil manuseio, agilidade na modelação por ferramentas e grande variedade de conexões (tais como pregos, parafusos, adesivos/colas) entre os elementos. Peças danificadas em madeira são facilmente tratadas e elementos estruturais podem ser substituídos com grande praticidade. Adicionalmente, a madeira resiste a reações de oxidação, ácidos, água salgada e outros agentes corrosivos. Esse material possui bom valor de revenda após utilização (de acordo com as bibliografias americanas adotadas), tem boa resistência contra impactos, pode ser tratada com pesticidas e tratada com retardadores de fogo e, por fim, pode ser combinada com praticamente qualquer material tanto funcional quanto esteticamente (USDA, 2010 – *Wood Handbook: Wood as an Engineering Material* page 2-2).

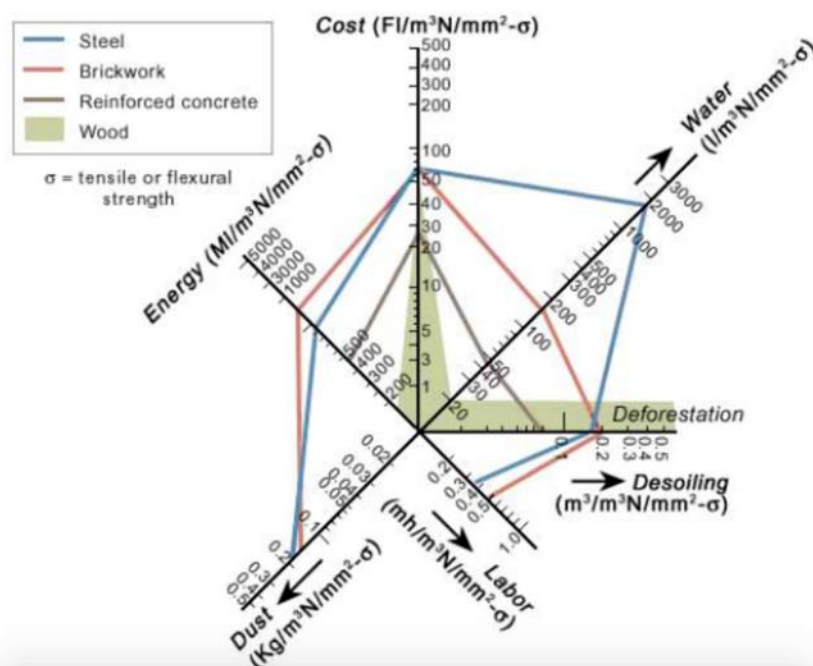
“A madeira é um material que, literalmente, cresce nas árvores, e se tivermos a consciência em manter adequadamente nossas fontes, esse material pode ser utilizado infinitamente”.

A citação acima foi feita pelo professor Peter Marxhausen da Universidade do Colorado – Denver, durante o curso de dimensionamento de estruturas em madeira sobre a utilização desse material nos EUA. A ideia sustentada por este profissional, e enfatizada em diversas literaturas americanas consiste na afirmação de que o adequado gerenciamento das florestas torna duradouro o consumo da madeira.

Tendo em vista considerações sustentáveis, a madeira destaca-se por inúmeras vantagens quando comparada a outros materiais tais como o aço, bloco cerâmico e o concreto. A figura 3 abaixo resume bem essa ideia:

Figura 3 – Gastos energéticos para produção de diferentes materiais para construção.

Figure 1-3: Ecological profile of various construction materials expressed per unit strength.
Source: The Institution of Structural Engineering



Fonte – Instituto de Engenharia Estrutural dos EUA

A figura acima é autoexplicativa, e foi gerada pelo Instituto de Engenharia Estrutural dos EUA. É enfatizado que dentro do consumo de energia, mão de obra, água, produção de poeira e custo total, a madeira é o material que menos consome

esses recursos quando comparado com o concreto, tijolo cerâmico e aço para a produção de uma unidade de resistência (medida em N/mm²). No entanto, o consumo de florestas (desmatamento) obviamente é o maior para a madeira. Contudo, pelo o que já foi discutido anteriormente, o consumo consciente desse recurso somado a gestão de recursos (florestamento) são soluções adotadas para o problema do desmatamento. Por fim, ressalta-se que esse gráfico está em escala logaritma, então percebe-se que a madeira é elemento muito promissor para aplicações estruturais.

2.3. Propriedades da Madeira

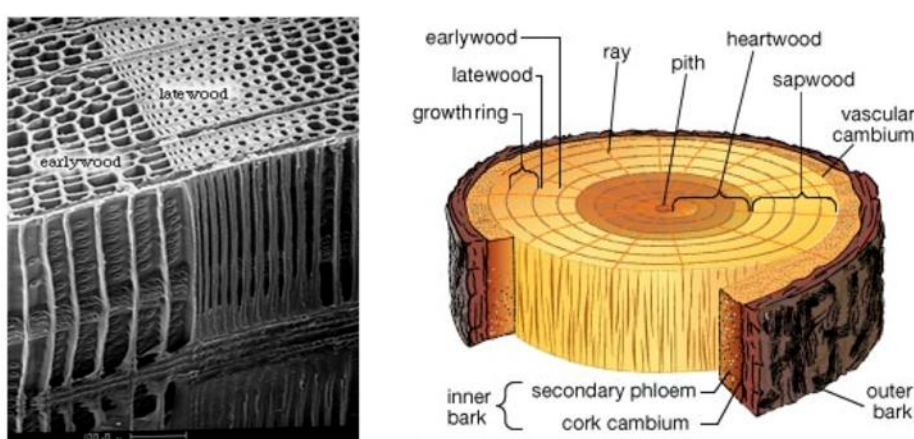
Para entender o comportamento estrutural da madeira, faz-se primeiro necessário o entendimento da estrutura interna desse material, ou seja, as propriedades físicas da madeira são governadas pela estrutura celular da árvore. Há basicamente dois grandes grupos que classificam as diversas espécies de árvores. O primeiro grupo é chamado de “Madeira Macia” (*Softwood*) caracterizadas por espécies de árvores que possuem forma de cone, suas folhas têm formato de agulha e sempre são verdes. Cerca de 75% dos produtos manufaturados em madeira provenientes dos EUA são dessas espécies de árvores. Já o segundo grupo é chamado “Madeira Dura” (*Hardwood*) e são caracterizadas por árvores cujas folhas são largas, e caem durante as trocas de estações do ano (SIMMONS, 2011).

É importante ressaltar que essa terminologia (sobre a madeira ser macia ou dura) não significa descrever a dureza do material, mas sim um termo botânico que adota o termo científico “Conífera” (formas de cone) para a “madeira macia” e “Decídua” (cujas folhas caem durante uma estação do ano) para a “madeira dura”.

A estrutura interna da madeira é formada por um conjunto de fibras que são em essência células da árvores formadas durante o processo natural de crescimento da mesma. Essas células tem formato tubular, ou seja, são muito mais longas do que espessas e seu maior eixo é paralelo a direção de crescimento da árvore. Essas células são essencialmente fibras compostas por celulose agrupadas por líquen (que atua como pasta cimentícia que une as paredes celulares). A célula é composta por 70% celulose, entre 12% a 28% líquen e pouco mais de 1% de materiais extracelulares e compostos minerais (SIMMONS, 2011). Esses compostos conferem a madeira suas propriedades hidroscópicas, sua facilidade em decompor e sua

resistência, e eles também atribuem a diferentes espécies certas características como coloração, odor e resistência a decomposição natural. A conexão entre fibras é tão resistente que quando elas são submetidas a testes de tração, ocorre a ruptura das fibras ao invés delas serem mecanicamente separadas. Basicamente, a orientação das fibras da madeira descreverá não somente a direção de crescimento como também a resistência do material em diferente direções. A figura 4 abaixo ilustra a orientação das fibras e uma seção de um tronco de árvore para melhores esclarecimentos.

Figura 4 – Foto da esquerda: Estrutura interna das fibras da madeira; Foto da direita: Seção de tronco de árvore.



Fonte – H. LESLIE SIMMONS, 2011 – *Olin's Construction*. Page 318

Na figura da direita, pode-se observar duas regiões bem definidas com colorações diferentes: a região de tom mais claro representa as células que estão ativas no tronco (*sapwood*), responsáveis por conduzir a seiva com nutrientes da raiz até as folhas, e são células mais jovens. A região mais escura ao centro representa as células inativas (*heartwood*) que têm caráter estrutural, suportando o peso próprio da árvore e que são, obviamente, células mais antigas.

Durante diferentes estações do ano (majoritariamente verão e primavera) as células (ou fibras) têm sua formação diferenciada. Durante o verão, período de temperaturas mais elevadas e relativa baixa umidade as células são menores e suas paredes celulares são mais espessas (*latewood*), assim essas fibras são mais facilmente visíveis pela coloração mais escura. Essas células, por serem submetidas a condições mais agressivas são mais densas e consequentemente mais

resistentes. Já as células formadas durante a primavera, período caracterizado por temperaturas menores porém com maiores umidades, têm maiores dimensões e suas paredes celulares são menos espessas (*earlywood*), e suas células são menos densas e por isso, menos resistentes.

Portanto, essa distinção de estações é facilmente observada durante a análise da seção transversal, onde pode-se notar os anéis anuais do tronco. A distância de um anel para outro conforma um período entre as estações, em outras palavras, representa um período de um ano de crescimento do anel (*growth ring*). Observa-se, então, que há regiões de maior resistência e menor resistência na seção de árvores e espécies de países cujas estações do ano são bem definidas.

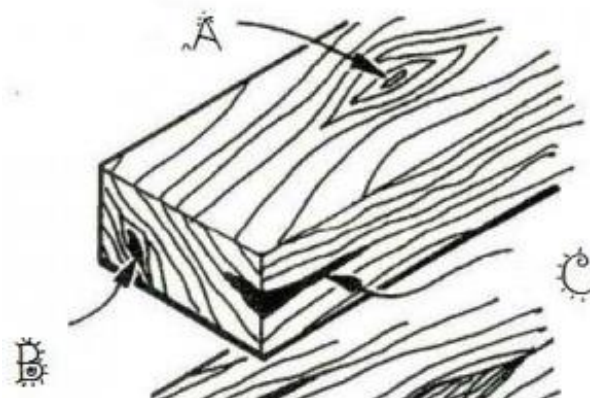
Contudo, em regiões onde as estações do ano não são muito bem definidas, não é perceptível a diferenciação entre as células durante o crescimento entre as estações, e não há variações de densidade nem de coloração das células. Por isso, madeiras de países tropicais tendem a apresentar maior continuidade em suas estruturas internas. Por isso, espécies de árvores semelhantes possuem características mecânicas e biológicas diferentes quando cultivadas em diferentes regiões e/ou em diferentes climas.

Dentro do tronco das árvores, as fibras geralmente seguem paralelas à direção de crescimento das árvores, no entanto há fibras que desenvolvem-se perpendicular a esse eixo, chamadas de células radiais (*ray cells*) que possuem função de distribuir os nutrientes para as fibras nas extremidades do tronco e para galhos. Essas células são notadas durante a confecção dos elementos e são chamados de “nós” definidos por “características da árvore”.

Os nós, apesar de serem características geradas durante o crescimento da árvore, representam pontos de descontinuidade do material e são classificados como detrimento das propriedades mecânicas da madeira. Todavia, a frente será abordado que para o dimensionamento de elementos em madeira, são utilizados coeficientes de majoração e minoração, que levam em consideração essas características entre outros fatores (que condizem com a realidade desse material no ambiente). Porém, há outras soluções envolvendo o corte dos perfis de madeira (entre outras) que podem garantir que as propriedades mecânicas desse sistema sejam preservadas.

Outros tipos de imperfeições (características) são observadas durante o processo de manufaturamento de perfis tais como canal central de seiva (*pitch pockets*), fissuras (*shakes*), fissuras de ponta (*end checks*) e fraturas (*splits*) e podem ser observados na figura 5 abaixo.

Figura 5 – Características observadas na madeira serrada.



Fonte – <http://studydroid.com/imageCards/08/in/card-9002258-front.jpg>

Durante o processo de manufaturamento desses perfis, há a seleção e identificação desses elementos por profissionais treinados ou por um processo mecanizado. Essa seleção é chamada de *Grading* (de “*Grade*” cujo significado é série, ou seja, padronização e identificação de uma série). Esse processo será abordado mais adiante.

Durante o dimensionamento do sistema wood frame, essas características são consideradas e os valores de resistência dos perfis são recalculados por coeficientes de redução previstos nas normas, assunto esse abordado adiante dessa discussão.

2.4. Propriedades Hidroscópicas da Madeira

Em relação a suas propriedades hidroscópicas, pela madeira ser um produto natural, a mesma, quando submetida a diferentes umidades, comporta-se de formas distintas. Durante estações do ano com elevada umidade, a água dentro da estrutura das árvores pode ser encontrada tanto na forma livre (ou seja dentro da

cavidade celular) quanto na forma de dentro da estrutura interna da parede celular (dentro das fibras).

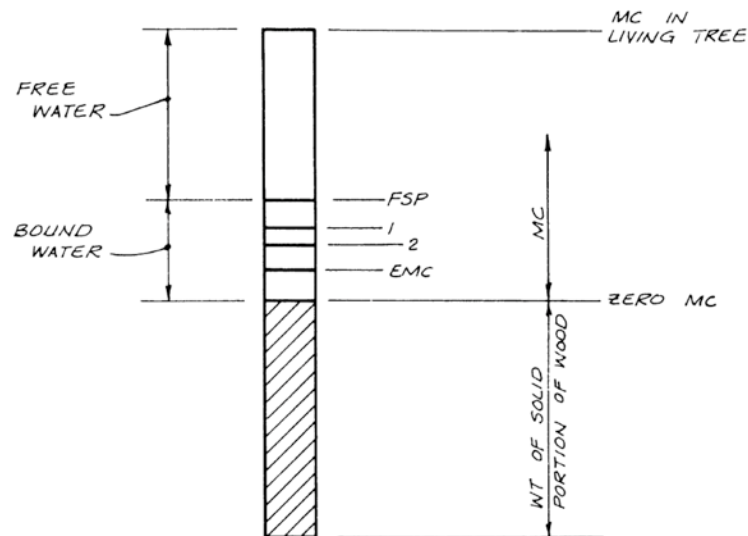
Durante as mudanças de estações úmidas para secas, a capacidade de armazenamento de água das árvores é reduzida pela diminuição de umidade presente no ambiente, ou seja, ocorre perda gradual de água dentro da árvore. Primeiramente, consome-se toda a água livre presente na cavidade da célula, e em seguida (quando não há mais água livre), consome-se a água presente dentro da estrutura interna da célula durante o período de seca. No entanto, não é possível ocorrer a desidratação completa das fibras por que o próprio ar atmosférico possui umidade, portanto a umidade restante nas fibras tende a se equilibrar com a umidade atmosférica. A esse processo de perda de água continua é chamada “*seasoning*” (vindo da palavra *season* – estações), e ocorre durante o verão.

A literatura americana concorda que há duas condições de umidade relativa presente na estrutura interna da madeira: uma é considerada “ponto de saturação das fibras” (*fiber saturation point* – *FSP*), e; “porção de umidade de equilíbrio” (*equilibrium moisture content* – *EMC*). A primeira condição refere-se ao ponto em que toda a água livre é consumida e há somente água presente dentro das fibras (100% de saturação das fibras). Esse ponto equivale quando a umidade da madeira atinge 30% (em média), e a partir deste instante, a variação no volume do elemento se inicia à medida em que ocorre perda de umidade.

A segunda condição refere-se quando a umidade da madeira fica abaixo de 19% (ou a umidade interna da madeira assemelha-se a umidade relativa do ar – ponto de equilíbrio), o que significa dizer que as células perderam expressiva parte da água intracelular (ou seja dentro da parede celular). Isso significa que a partir desse ponto, não há variações consideráveis de redução de volume por perda de umidade.

De maneira mais simplificada, a figura 6 relaciona os estágios da perda de água na árvore. Então, abaixo de 30% de água presente na madeira (abaixo de *FSP*) não há mais água livre no interior da fibra e, a partir desse momento, para qualquer perda de umidade, ocorrerá redução gradual de volume da fibra. Quando a madeira atinge entre 19% a 15% de umidade, atingi-se o equilíbrio de umidade (*EMC*) e não há mais reduções perceptíveis de volume com a perda de umidade. Observe a figura 6 abaixo:

Figura 6 – Relações da perda de humidade em uma fibra presente na madeira.



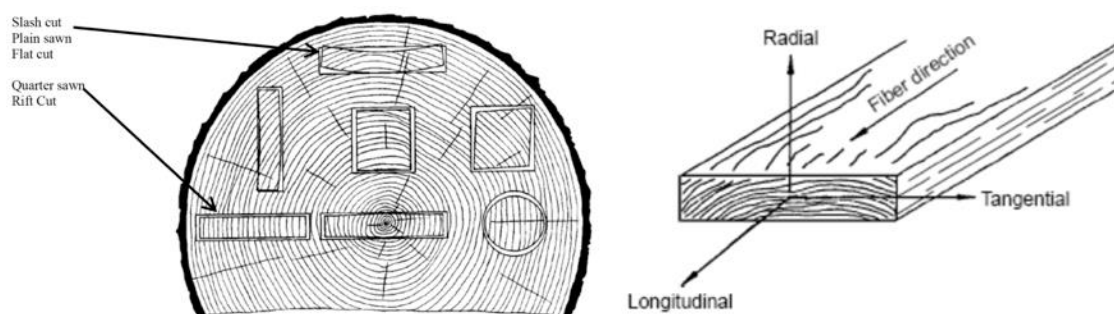
Fonte - *Design of Wood Structures, chapter 4, page 4.12*

Logo, preferivelmente, a madeira é manufaturada e comercializada após atingir o ponto de equilíbrio (e muitas vezes até menor que 19%), em que o produto final não sofrerá expressivas modificações de volume. Por isso, a madeira retirada de plantações é coletada durante o período de *Seasoning*, para evitar-se gastos extras com desidratação da madeira.

Doravante, é preferível que a construção realizada com esses perfis (e logo após a conclusão da obra) deva ser feita assegurando-se que esse material não entre em contato com elevadas umidades para se evitar problemas posteriores com variações imprevistas na dimensão dos elementos estruturais. Por fim, ainda recomenda-se a estocagem isolada do material no canteiro da obra durante alguns dias (assegurando-se que caso o material tenha absorvido qualquer tipo de umidade durante seu transporte, atinja novamente o ponto ideal) antes do início da construção.

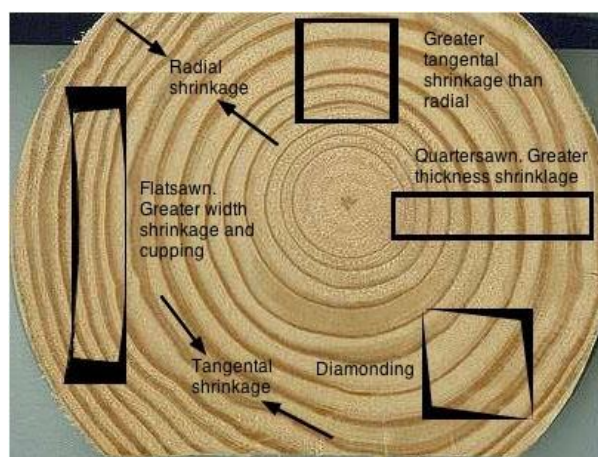
Por fim, o encolhimento (*shrinkage*) da madeira após atingir o ponto de saturação das fibras (FSP) pode ocorrer tangencialmente ao crescimento dos anéis anuais ou radialmente ao crescimento dos anéis. O encolhimento tangencial é cerca de 50% a 67% maior que o radial (H. LESLIE SIMMONS, 2011 – *Olin's Construction. Page 321*). Esse fenômeno é facilmente percebido em perfis de madeira cortados em diferentes orientações das fibras, como indicado na figura 7 a seguir:

Figura 7 – Relação das orientações de corte de perfis de madeira serrada conforme a orientação dos anéis anuais do tronco de árvore.



Fonte - *Design of Wood Structures, chapter 4, page 4.12*

Figura 8 – Efeitos distorcionais dos perfis conforme a orientação dos anéis anuais.



Fonte - <http://www.nzffa.org.nz/assets/812/shrinkage2.jpg>

Por esse motivo, os perfis de madeira são cortados sempre considerando-se a orientação das fibras, o que irá determinar o processo de fabricação dos montantes (perfis sólidos de madeira). Apesar da madeira ter umidade (chamada “madeira verde”) e possuir valor comercial, ele é preferencialmente comercializada durante os períodos de seca ou intenso calor, geralmente entre as estações do ano (chamado “seasoning”).

Em geral, “madeiras duras” (*hardwoods* - decíduas) retraem-se mais durante a desidratação do que “madeiras macias” (*softwood* - coníferas) e também espécies maiores encolhem mais do que menores espécies. No entanto, membros com maiores dimensões (chamados de *Timbers*) não encolhem proporcionalmente às suas dimensões pois o encolhimento não é um processo que ocorre

simultaneamente em toda a seção do membro. Comumente, a parte mais exterior da madeira perde umidade mais rapidamente do que a parte interior e então as fibras mais exteriores são impedidas de se distorcerem inteiramente, e por isso o encolhimento de grandes seções é diferenciado quando comparado com menores seções. Esse fenômeno causa diferentes gradientes de umidade e isso pode acarretar no desenvolvimento de fissuras e fraturas na seção do elemento de madeira.

Obviamente, perfis de seções maiores (especialmente *Timbers*) necessitam de maior tempo de secagem para atingir o ponto ideal de comercialização da madeira, portanto a energia consumida para a desidratação de maiores seções é mais elevada do que perfis de menores seções.

As variações de umidade da madeira interferem em sua resistência. Quando ocorre redução na umidade da madeira após o ponto de saturação das fibras, sua resistência aumenta significativamente. Esse fenômeno, ocorre pois, após a redução no volume das fibras, as mesmas passam a ser tracionadas e o estiramento das fibras aumenta a rigidez do conjunto a medida em que se perde umidade, e, durante esse evento, o sistema torna-se mais compacto aumentando, consequentemente, sua densidade.

A madeira verde (úmida) quando atinge o estado de 5% de umidade (chamada “madeira seca”) pode aumentar entre 2.5% a 20% de densidade e, para espécies menores, a resistência ao esmagamento (geralmente nos apoios) e resistência à flexão podem facilmente duplicar e em alguns casos triplicar. Esse aumento de resistência substancial ocorre, mais visivelmente, em espécies menores do que em espécies maiores, pelo fato dessas terem maior número de características (imperfeições) presentes em suas seções transversais (termos de área/imperfeições) (SIMMONS, 2011).

No entanto, nem todas as propriedades mecânicas da madeira são alteradas conforme a redução de umidade. Por exemplo, há um aumento moderado na rigidez do sistema, já em outras propriedades como a resistência à choques mecânicos e dureza, as modificações são ainda mais sutis (pois a madeira verde é mais flexível do que a madeira seca).

Então, pelo o que já foi visto, a madeira é um material natural, e seu comportamento mecânico será interferido com base nas condições do meio em que

esse material estará submetido, e, também condições de uso e utilização. Alguns outros fatores que interferem nas propriedades mecânicas dessa material são: calor, umidade, tipos de carregamento, presença de materiais químicos ou agentes biológicos, presença de características, integridade do sistema, repetição de membros, entre outros. Cada fator será devidamente explicado, e coeficientes de redução e majoração serão incorporados durante o dimensionamento de sistemas em madeira para assim melhor prever/ descrever o desempenho desse material.

2.5. Propriedades Estruturais da madeira

Como já foi comentado, diferente de materiais que têm sua estrutura interna composta por cristais, tais como o aço e o concreto, a estrutura interna da madeira é formada por fibras. A resistência do elemento de madeira no entanto não é determinada pelo comprimento dessas fibras, mas sim pela espessura das paredes celulares e pela direção das mesmas relativa a direção de carregamento do membro estrutural. A direção das fibras é essencialmente orientada paralelamente ao eixo vertical da árvore e, portanto, a resistência da madeira paralela às fibras é bem diferente da resistência da madeira quando o carregamento é aplicado perpendicularmente a orientação às fibras.

A determinação das diferentes resistências da madeira (sujeita a diferentes orientações de carregamentos) pode ser feita em laboratório por rompimento de corpos de provas retirados de diferentes espécies de madeira. Ensaio formais e datados têm sido realizados e atualizados por departamentos e agências específicas nos EUA, das quais a mais utilizada e citada na literatura é o *NDS - National Design Specifications for Wood Construction* (“Especificações Nacionais para o Dimensionamento de Madeira para Construção”), material esse desenvolvido pela *American Forest & Paper Association - AF&PA* (“Floresta Americana e Associação de Papel”) e publicado pela *American Wood Council – AWC* (Consulado de Madeira Americano).

O Consulado de Madeira Americano (abreviado nessa pesquisa pela sigla AWC) foi oficialmente fundado em 1991, com a missão de assegurar a vasta aceitação de produtos madeireiros através de regulamentos, desenvolvimento de ferramentas de dimensionamento e guias para construção em Wood Frame, além de influenciar o desenvolvimento de políticas públicas que afetem (positivamente) o uso

de produtos manufaturados em madeira (<http://www.awc.org/aboutus>). Contudo, suas origens podem ser recapituladas por diferentes associações regionais a partir de 1902. A AWC atualmente é a instituição que produz (e atualiza) o *NDS*, que é a literatura indispensável para o engenheiro estrutural nos EUA. Essa norma possuiu informações de todas as variáveis que devem ser consideradas para o dimensionamento adequado do sistema Wood Frame, e será intensamente citada ao longo desse projeto.

Figura 9 – Logo do Consulado de Madeira Americano



Fonte - <http://www.awc.org>

O maior foco do NDS está na apresentação de dados mecânicos relativos à diferentes espécies (chamado de “*grades*” – variações de espécies, ou séries) como: resistência a compressão, resistência a flexão, resistência a tração, resistência ao cisalhamento, orientação das fibras, parâmetros de cálculos e dimensionamentos, tipos de carregamentos adotados, variáveis de majoração e redução, coeficientes de segurança, tipos de produtos fabricados em madeira pela indústria, comportamento de produtos manufaturados de madeira, processos de produção desses produtos, testes padronizados, dimensionamento de conexões, dimensionamento para carregamentos verticais e horizontais, ordem cronológica de execução das etapas de projeto, diagramas para dimensionamento de ações horizontais, dimensionamento para sísmicos e bibliografias associadas.

Figura 10 – Norma americana de Dimensionamento de Estruturas em Madeira (NDS).



Fonte - <http://www.awc.org>

Ressalta-se, no entanto, que alguns coeficientes citados pelo NDS envolvendo o dimensionamento do sistema Wood Frame são tabelados para diversas situações e podem variar de acordo com o tamanho dos elementos, repetição de elementos, uso na horizontal (*flat use* – “deitados”), serviço do elemento não estando na situação “seca” (*wet use*), fatores de tensões cortantes com base no que é classificado como duração da carga pelo NDS, entre outros coeficientes. Uma descrição breve de cada variável será vista no item 2.7.1 deste trabalho.

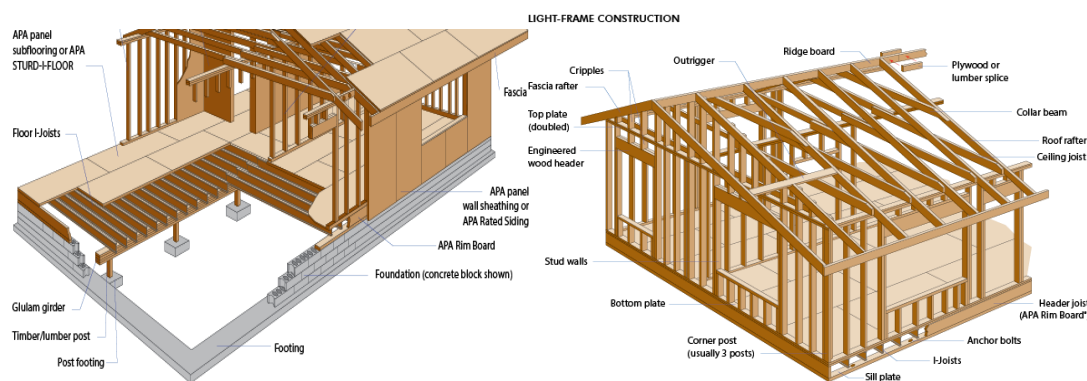
2.6. Construção em Wood Frame

Há muitos tipos de *frames* (arranjos) que podem ser utilizados na técnica de Wood Frame (WF), destacando-se o sistema de diafragmas horizontais (*horizontal diaphragms*) e placas de parede (*shearwalls*) que combatam esforços provenientes de ações (ou cargas) laterais. Em primeira instância, as normas Americanas

descreviam esse sistema como “sistema em caixa” (*box system*), contudo, essa nomenclatura foi alterada para “sistema de parede estrutural” (*bearing walls system*).

O sistema de paredes estruturais em wood frame é constituído por peças em madeira associados formando um conjunto, e o mesmo pode também ser usado para constituir lajes e telhados. Esse método permite boa interação com outros materiais, como o concreto armado e/ou alvenaria em bloco de concreto (usualmente sendo a garagem ou pavimento térreo confeccionado com esses materiais, e os pavimentos posteriores são feitos em wood frame). Um exemplo desses pode ser visto no figura 11 abaixo:

Figura 11 – Exemplo do Sistema Wood Frame para casas.



Fonte - <http://www.wooduniversity.org/glossary>

Nos Estados Unidos da América, essa técnica é econômica para construções de pequeno porte, no entanto, sua economia aumenta conforme o aumento da edificação, sendo muito comum prédios residências e comerciais de até 5 pavimentos serem construídos em wood frame. Isso se deve a facilidade e agilidade de equipes capacitadas e treinadas na ereção das unidades em madeira desse sistema. O tempo investido em mão de obra nesse sistema é reduzido e o custo de projeto é, conseqüentemente, reduzido também. A figura 12 indica uma série de edifícios confeccionados em sistema wood frame na Universidade de Washington, EUA:

Figura 12 – Exemplo do Sistema Wood Frame edifícios.



Fonte -

http://continuingeducation.bnpmedia.com/article_print.php?L=285&C=883

De acordo com o autor Donald E. Breyer (professor de Engenharia Civil e de Engenharia de Tecnologia da Universidade Politécnica do Estado da Califórnia, EUA) em seu livro “*Design of Wood Structures*” (Dimensionamento de Estruturas de Madeira) ressalta que provavelmente há mais estruturas construídas com madeira do que qualquer outro material. Muitos desses projetos são casas unifamiliares, contudo há uma grande porção de estruturas comerciais e industriais projetadas com a tecnologia Wood Frame.

O autor justifica que a grande utilização desse método deve-se as premissas básicas de economia e estética: Esse material é economicamente competitivo com outros materiais devido a baixa utilização de equipamentos especializados durante a execução do projeto, e; tanto a beleza quanto o conforto da madeira exposta no acabamento são dificilmente atingidas por outros materiais. Donald E. Breyer confeccionou uma literatura que foca-se no dimensionamento de estruturas em madeira para a metodologia de wood frame, e sua literatura será muito explorada para o desenvolvimento deste projeto.

2.7. Elementos Manufaturados em Madeira

A Indústria da Construção Civil Americana possui diversos produtos manufaturados em madeira, principalmente por causa do alto custo-benefício da madeira em termos de gastos energéticos, sustentabilidade e emprego, já abordados nesta pesquisa. Basicamente há dois grandes grupos de produtos, sendo o primeiro representados pelas madeiras serradas, chamadas de *swan lumber* (de uso mais geral e de menor custo devido ao seu processo de fabricação), e o segundo representado pelas madeiras compostas (chamadas de madeiras engenheiras, e possuem usos mais específicos e de maior custo devido ao seu processo de fabricação). Os principais produtos fabricados em madeira composta são: madeira serrada colada (*structure Glued laminated lumber*), painéis estruturais (*structure panels*), madeiras estruturais compostas (*structure composite lumber*).

As madeiras compostas são produtos muito interessantes quanto a suas características. Esse termo é utilizado para descrever qualquer material feito de madeira (laminações, fibras ou resinas) agrupado por adesivos. Produtos convencionais feitos de madeiras compostas são fabricados majoritariamente por madeira (cerca de 94%) e apenas uma porcentagem baixa de resinas colantes, chamados de adesivos. Geralmente, a geometria e as dimensões dos elementos governam o processo de fabricação e o desempenho dos mesmos. As propriedades de materiais compostos podem ser modificadas através das mudanças de geometria dos elementos e pela combinação, reorganização e estratificação das fibras de madeira durante a sua fabricação (*U.S. Department of Agriculture, 2010*).

Seções de árvores que possuem características podem ser naturalmente utilizadas para a fabricação de produtos compostos. Madeiras reutilizadas, ou restos de madeira proveniente de formas para a construção também podem ser utilizadas nesse processo. Tão somente, pode-se usufruir de espécies de madeira de menores dimensões (que não poderiam ser usadas para a fabricação de perfis de madeira serrada). Por fim, madeiras serradas não conseguem ser comparadas a produtos compostos em termos de uniformidade e abrangência nas propriedades mecânicas que podem ser controladas durante o processo de fabricação (*U.S. Department of Agriculture, 2010*).

Por fim, têm-se as conexões para os produtos em madeira. Ponto esse muito importante na garantia da integridade do sistema Wood Frame. Esse aspecto esta

diretamente relacionado com a certeza de que os carregamentos e tensões serão transmitidos a todos os elementos estruturais até, finalmente, serem descarregados e suportados pelo solo em questão. As conexões visam também permitir que o sistema de esforços laterais para suportar cargas de vento seja coeso e permita que a estrutura trabalhe estavelmente durante sua utilização. Finalmente, cada tópico abaixo abordará o caráter estrutural, utilização e as principais características necessárias para a consideração do dimensionamento do sistema Wood Frame.

2.7.1. Madeira Serrada (*swan lumber*)

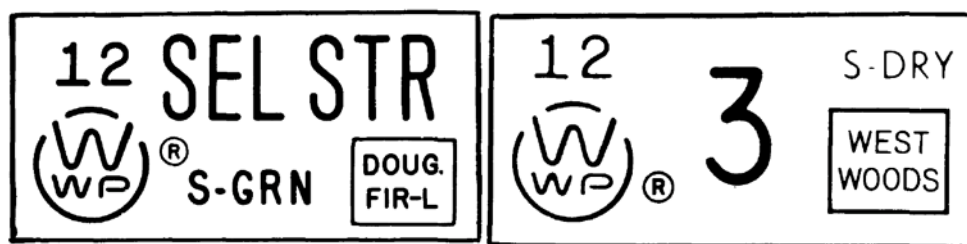
Figura 13 – Perfis feitos com madeira serrada.



Fonte - <http://www.sabrainternational.com/wp-content/uploads/2011/11/lumber1.jpg>

A madeira serrada (*swan lumber*) é largamente utilizada na construção civil americana. Esse produto possui fácil fabricação pois consiste somente na extração e corte de toras de madeira. O processo de corte dos perfis é mecanizado, contudo, a seleção e separação dos diferentes perfis pode ser feita tanto mecanicamente quando manualmente por um equipe especializada. Essa separação visa distinguir quais perfis apresentam características, quais podem ser utilizados estruturalmente e quais não podem (devido ao excesso de características). Após essa distinção, os perfis são identificados (através de um carimbo) pelas agencias americanas de seleção e somente assim podem ser comercializados. Esse carimbo visa garantir que aquele produto passou por um controle de qualidade, e informa qual agencia inspecionou, em qual região aquela madeira foi retirada, se o processo de secagem foi por estação (*seasoning*) ou se foi secado por forno, qual é a espécie de árvore daquele perfil e qual o tipo estrutural (ou não) do perfil. Um exemplo selo/carimbo pode ser visto na figura 14 a seguir:

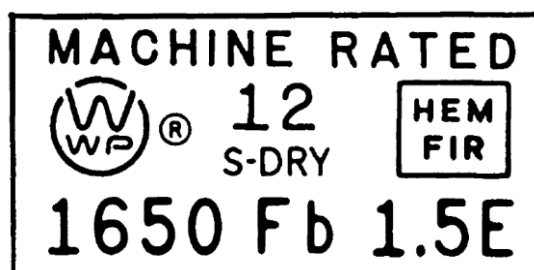
Figura 14 – Exemplo de carimbos (selos de identificação) para perfis feitos de madeira serrada para separação manual.



Fonte - *Design of Wood Structures, chapter 4, and page 4.5*

Geralmente as propriedades mecânicas dos perfis (em condições ideais) de madeira serrada são tabuladas pelo NDS (capítulo 4 do Suplemento do NDS, tabelas 4A a 4D, indicada na tabela 15 dos anexos) e são indicadas pelo selo quando a seleção é feita manualmente. Já aqueles perfis que foram selecionados por processo mecânico apresentam informações sobre o módulos de elasticidade (E) e resistência a flexão (Fb) no selo. Neste caso, cada perfil passa por um teste mecânico não destrutivo para especificação de suas resistências. Logo, perfis selecionados por processo mecânicos possuem valores de resistência mais próximos da realidade e são mais caros que os perfis convencionais.

Figura 15 – Exemplo de carimbo (selo de identificação) para perfis feitos de madeira serrada para separação mecânica.



Fonte - *Design of Wood Structures, chapter 4, and page 4.5*

É importante ressaltar que os perfis de madeira serrada selecionados por processos manuais apresentam resistências tabuladas (em condições ideais) conservativas nas tabelas apresentadas pelo NDS, e esse conhecimento é um senso comum entre os profissionais da área, e por isso a utilização de perfis selecionadas por esse processo são mais utilizados pelo Indústria da Construção.

Outro ponto importante sobre os perfis de madeira serrada é que há duas dimensões para esses elementos. Há a dimensão nominal (em polegadas e seus

valores são inteiros – geralmente 2x4, 2x6, 2x8) e a dimensão padrão (valores reais – geralmente 1.5x3.5, 1.5x5.5, 1.5x7.25). O valor real, no entanto, é apenas utilizado na determinação das resistências tabuladas dos perfis padrões. Contudo, é de conhecimento dos profissionais da área saberem ambas as unidades dos perfis de madeira serrada. Os valores das dimensões de perfis de madeira serrada padrões podem ser encontrados na tabelas 1B do Suplemento do NDS, indicada na tabela 12 dos anexos. Já os valores referencias de dimensionamento, as equações para ajustes de resistências e as equações para a madeira serrada podem ser encontradas no capítulo 4 do Manual do NDS. A tabela a seguir indica as principais equações para ajustes dos valores de resistência dos perfis de madeira.

Tabela 2 – Tabela de fórmulas para ajuste dos fatores para madeira serrada.

Table 4.3.1 Applicability of Adjustment Factors for Sawn Lumber

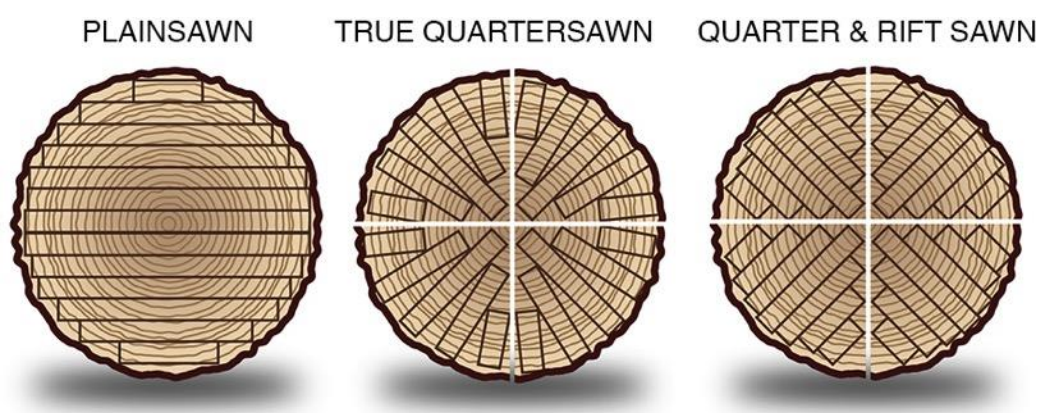
		ASD only	ASD and LRFD										LRFD only		
		Load Duration Factor	Wet Service Factor	Temperature Factor	Beam Stability Factor	Size Factor	Flat Use Factor	Incising Factor	Repetitive Member Factor	Column Stability Factor	Buckling Stiffness Factor	Bearing Area Factor	Format Conversion Factor	Resistance Factor	Time Effect Factor
													K_F	ϕ	
$F'_b = F_b$	x	C_D	C_M	C_t	C_L	C_F	C_{fu}	C_i	C_r	-	-	-	2.54	0.85	λ
$F'_t = F_t$	x	C_D	C_M	C_t	-	C_F	-	C_i	-	-	-	-	2.70	0.80	λ
$F'_v = F_v$	x	C_D	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	-	-	2.88	0.75	λ
$F'_c = F_c$	x	C_D	C_M	C_t	-	C_F	-	C_i	-	C_P	-	-	2.40	0.90	λ
$F'_{c\perp} = F_{c\perp}$	x	-	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	-	C_b	1.67	0.90	-
$E' = E$	x	-	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	-	-	-	-	-
$E'_{min} = E_{min}$	x	-	C_M	C_t	-	-	-	C_i	-	-	C_T	-	1.76	0.85	-

Fonte - *National Design Specification for Wood Construction - NDS, chapter 4, page 29.*

Esses tópicos serão devidamente mencionados durante o dimensionamento dos perfis de madeira serrada no estudo de caso.

O processo de fabricação dos perfis de madeira serrada é muito simples. Após a extração da árvore (de uma plantação autorizada e certificada pelo governo americano) a mesma é encaminhada para uma indústria local onde se inicia o processo de fabricação. Seus galhos, folhas e ramificações que não podem ser utilizados para a confecção dos perfis são separados do tronco (chamados de *logs*). Estes por sua vez, entram por um maquinário onde se remove a casca do tronco (região com marrom escuro na figura 16) que não possui valor estrutural. Após isso, o tronco é manuseado por um equipamento hidráulico que rotaciona e o posiciona o em relação a uma serra circular que irá realizar o corte precisamente dos perfis. Esses, após o corte, são encaminhados para a próxima etapa de separação, seleção e identificação (selos de qualidade). Um processo de pouquíssimo gasto energético quando comparado com a produção de cimento e produção de aço. A figura 16 abaixo indica as opções de corte do tronco para a madeira serrada.

Figura 16 – Exemplo de cortes de perfis de madeira serrada.



Fonte -

https://www.google.com.br/search?tbm=isch&q=sawn+lumber+section+cuts&authuser=0#imgsrc=_ (Domínio público – Google Scholar)

Perceba que o corte do tronco está relacionado com a orientação dos anéis anuais da árvore. O primeiro corte (plano de corte - *plainsawn*) é o mais econômico entre os demais cortes, pois perde-se menos madeira na seção do tronco, contudo, os perfis são os que mais apresentarão efeitos distorcionais devido a secagem da madeira (pelo arranjo dos anéis). O segundo (verdadeiro quadrante de corte – *true*

quartersawn) é o menos econômico por haver maiores perdas de madeira, porém os perfis são os mais ideais por apresentarem menores efeitos distorcionais devido a perda de umidade. Já o terceiro corte (quadrante de corte de fenda – *quarter and rift*) é uma opção entre os dois primeiros por apresentar média perda de madeira e médios efeitos distorcionais comparados aos dois primeiros. A seleção de cada tipo de corte deve ser escolhida com base na preferência da empresa em relação a quais tipos de perfis serão comercializados.

2.7.2. Madeira Serrada Colada (*Glulams*)

A madeira serrada colada ou *Glulam* (*Glued Laminated Timber*) é dita como “madeira engenheira” (*engineering wood*) pois a mesma foi elaborada para suprir a necessidade de se confeccionar elementos estruturais maiores (*timbers*) diferentes de toras maiores de madeira, juntando-se produtos menores (a madeira serrada no caso) garantindo a integridade estrutural do elemento e elevando sua qualidade e capacidade. “Madeiras engenheiras” (chamadas aqui de madeiras compostas) é um termo muito utilizado nos EUA e descreve produtos que foram alterados para solucionar problemas frequentes deparados no campo da engenharia civil. Nesse caso, as madeiras serradas somente têm dimensões que se limitam às dimensões do tronco da árvore. Para situações em que há maiores vãos e elevadas cargas, a utilização das madeiras serradas, somente, pode ser impraticável. Por isso há casos em que é necessária a utilização de outros meios para solucionar esses desafios.

As madeiras serradas coladas (que serão chamadas de *glulams* nessa pesquisa) são a combinação de madeiras serradas com adesivos (comumente chamadas de colas). É importante ressaltar que as madeiras serradas são agrupadas de forma a terem a orientação de suas fibras paralelamente umas as outras, para promover a distribuição homogênea das tensões e garantir que os elementos menores agrupados comportem-se como um único elemento de maior dimensão.

As *glulams* são dimensionadas especialmente para terem a função estrutural de um pilar com grandes dimensões e/ou uma viga maior (chamada de “*girder*”), podendo ser uma viga contínua, em balanço ou somente biapoiada. Essas vigas dentro do sistema Wood Frame são dimensionadas como suporte de vigas menores (geralmente chamadas de “*beams*”) principalmente em pisos. Há um exemplo dessa

situação no estudo de caso. Um exemplo de uma *glulam* é indicado na figura 17 abaixo:

Figura 17 – Exemplo uma viga Glulam.

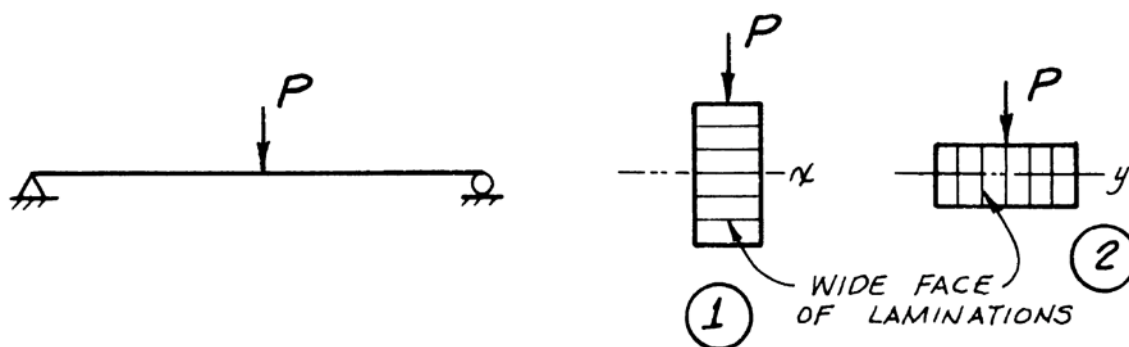


Fonte - <http://www.timbercraft.com/glulam-beams.html>

As glulams podem ser fabricadas agrupando-se elementos uns sobre outros, ou agrupando pontas de elementos uns aos outros, permitindo assim que esse elemento estrutural possa atingir seções e comprimentos de qualquer tamanho. Vale ressaltar que há certa limitação de tamanho do elemento quando se refere, obviamente, ao seu transporte e manuseio.

As propriedades mecânicas das glulams se assemelham em muito às das madeiras serradas, contudo há certas características que tornam a utilização das glulams muito vantajosas. Isso está relacionado ao processo de fabricação delas. As glulams podem ser utilizadas com as fases das madeiras serradas em duas orientações: Quando as laminas da madeira serrada são agrupadas tendo sua maior face perpendicular ao carregamento (indicado pelo número 1 na figura 18 abaixo). Essa orientação está no eixo de maior inércia e, logo, eixo de maior resistência à flexão (situação mais comum de ocorrência); e quando a glulam é fabricada em relação ao seu eixo de menor inércia (com as madeiras serradas coladas umas as outras com sua maior face paralela a direção do carregamento, indicado pelo número 2 na figura 18).

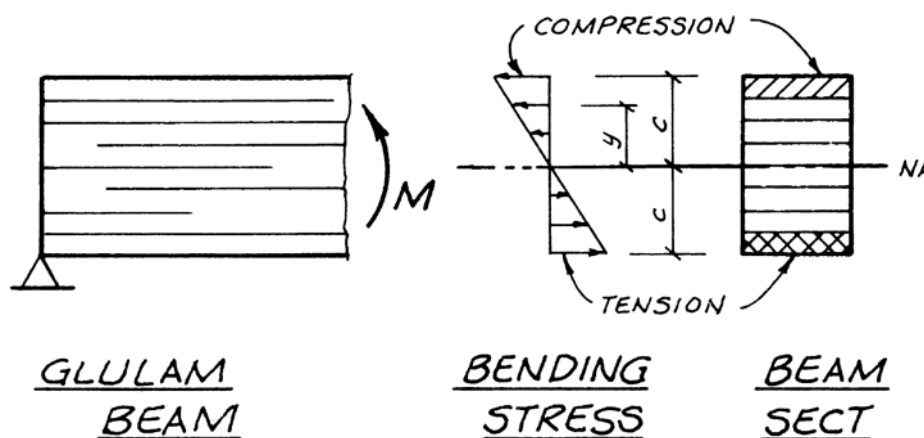
Figura 18 – Exemplo uma viga Glulam biapoiada sendo submetida a carregamento.



Fonte - *Design of Wood Structures, chapter 5 and example 5.2*

Observa-se, então, que nas situações em que a glulam é utilizada como viga os esforços serão maiores nas regiões mais exteriores ao centro da viga. Veja a figura 19 abaixo:

Figura 19 – Distribuição das tensões em uma viga Glulam submetida a flexão.



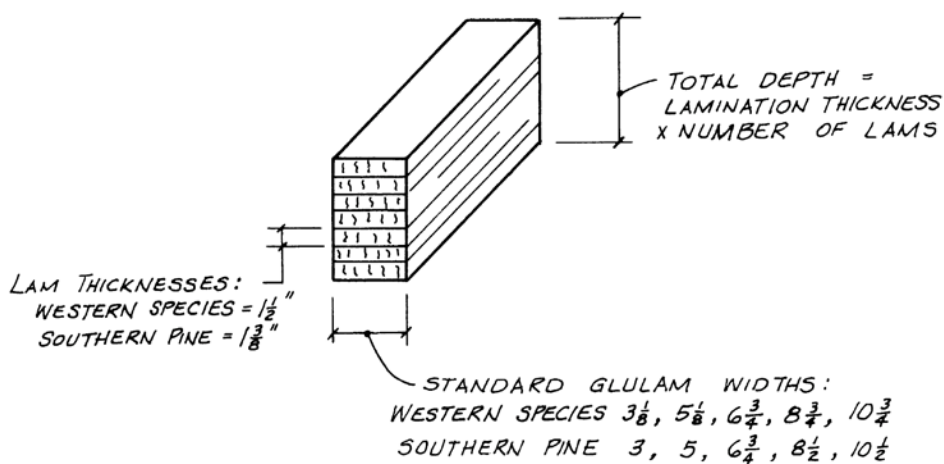
Fonte - *Design of Wood Structures, chapter 5 and example 5.1*

Portanto, nas regiões de maiores tensões há necessidade de selecionar perfis de madeira serrada de melhores qualidades e/ou maiores capacidades. Logo, outra característica muito interessante para glulams está relacionada a otimização de recursos em sua composição, pois pode-se selecionar perfis de menores capacidades (e logo de menores custos) para as regiões próximas a linha neutra, de menores solicitações.

Outro ponto importante está nessa seleção de perfis, que dependendo da função da glulam, pode-se optar pela escolha de produtos de maiores qualidades (logo, com menor frequência de características) para confecção de elementos estruturais. Por isso, a seleção e posicionamento das laminações acarreta na dispersão de características (imperfeições) e, logo, aumento da capacidade e qualidade do produto final (BREYER, 1997).

Por fim, na Indústria Americana, há padrões de dimensões de glulams (que são comumente utilizadas) e evidentemente, são múltiplos das dimensões de madeiras serradas (indicadas nas tabelas 13 e 16 dos anexos). Veja a figura 20 abaixo com alguns exemplos de dimensões:

Figura 20 – Dimensões padrões de vigas glulams em polegadas.



Fonte - *Design of Wood Structures, chapter 5 and page 5.2*

Essas dimensões padrões também possuem valores tabelados de resistências em condições ideais de carregamento e umidade, que podem ser encontradas nas tabelas 5A a 5C no Manual do NDS, capítulo 5 (contudo, não limitam um determinado fabricante em optar por medidas próprias, contudo seus valores de resistências devem respeitar as especificações mínimas do NDS). Esses valores são semelhantes aos valores tabulados de perfis de madeira serrada, contudo há uma diferença na complexidade desses valores pois eles consideram mais variáveis no comportamento de glulams (como múltiplos efeitos distorcionais, aumento de capacidade com aumento de laminações e consideração dos efeitos dos adesivos). As resistências também variam de acordo com a espécie e também

com o volume do elemento (atribuindo-se uma constante de ajuste chamada fator de volume C_v , diferente do fator de tamanho, C_f , para madeiras serradas – assunto que será abordado mais a frente).

Tabela 3 – Tabela de fórmulas para ajuste dos fatores para Glulams.

Table 5.3.1 Applicability of Adjustment Factors for Structural Glued Laminated Timber

	ASD only	ASD and LRFD										LRFD only		
	Load Duration Factor	Wet Service Factor	Temperature Factor	Beam Stability Factor ¹	Volume Factor ¹	Flat Use Factor	Curvature Factor	Stress Interaction Factor	Shear Reduction Factor	Column Stability Factor	Bearing Area Factor	Format Conversion Factor	Resistance Factor	Time Effect Factor
												K_F	ϕ	
$F'_b = F_b \times$	C_D	C_M	C_t	C_L	C_V	C_{fu}	C_c	C_I	-	-	-	2.54	0.85	λ
$F'_t = F_t \times$	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-	-	-	-	2.70	0.80	λ
$F'_v = F_v \times$	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-	C_{vr}	-	-	2.88	0.75	λ
$F'_{rt} = F_{rt} \times$	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-	-	-	-	2.88	0.75	λ
$F'_c = F_c \times$	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-	-	C_p	-	2.40	0.90	λ
$F'_{c\perp} = F_{c\perp} \times$	-	C_M	C_t	-	-	-	-	-	-	-	C_b	1.67	0.90	-
$E' = E \times$	-	C_M	C_t	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$E'_{min} = E_{min} \times$	-	C_M	C_t	-	-	-	-	-	-	-	-	1.76	0.85	-

1. The beam stability factor, C_L , shall not apply simultaneously with the volume factor, C_v , for structural glued laminated timber bending members (see 5.3.6). Therefore, the lesser of these adjustment factors shall apply.

Fonte - *National Design Specification for Wood Construction – NDS Commentary, chapter 5, page 38.*

Vale ressaltar que com a maior utilização de laminações, maior o custo de fabricação o elemento. Outro ponto importante a ser ressaltado é em relação aos selos de identificação de controle de qualidade das glulams. Os selos se assemelham aos das madeiras serradas, contudo as glulams possuem maiores capacidades e seu controle tecnológico é mais rigoroso. Portanto, muitas vezes o encaminhamento do dimensionamento da glulam indica as dimensões mínimas e a capacidade mínima do elemento não precisando, necessariamente, informar a espécie desejada. Sua função (estrutural, decorativa ou industrial) também é

relevante e, adicionalmente, o selo de qualidade identifica a face do elemento que deve ser posicionada durante sua instalação (evitando-se assim o posicionamento inadequado do elemento em campo).

2.7.3. Vigas tipo I Pré-fabricadas (*Prefabricated Wood I-Joists*)

As vigas tipo I pré-fabricadas (chamadas de *I-joists*) são largamente utilizadas no sistema Wood Frame na elaboração do suporte de lajes e pisos. Elas são manufaturadas com madeira serrada ou madeira composta estrutural na região das abas (que combaterão os esforços de flexão – tração e compressão) e painéis estruturais na região da alma (que combaterão os esforços de cortante). Esses elementos são anexados por meio de adesivos e o produto final possui formato de “I”.

As vigas tipo I de madeira são uma solução muito interessante para vigas justamente por garantirem o melhor aproveitamento de recursos de madeira (otimização de madeira) devido a função de viga exercida pelo elemento (conforme vimos no diagrama de tensões da glulam figura 19). Um exemplo de vigas pré-fabricadas tipo I é indicado na figura 21 abaixo:

Figura 21 – Perfis pré-fabricados tipo “I”.



Figura da esquerda <http://www.woodbywy.com/trus-joist/tji-joists/z>, figura da direita
(*Wood Handbook - Wood as an Engineering Material, U.S.*
Department of Agriculture, 2010 – chapter 11, fig 11-1)

As vigas pré-fabricadas possuem maior custo por serem “madeiras engenheiras”, contudo é importante ressaltar que madeiras serradas, somente, podem ser utilizadas como vigas para as situações descritas. No entanto, a

utilização de madeiras serradas deixa de ser econômica quando utilizadas em maiores vãos (causa do elevado consumo desnecessário de madeira), e por isso as vigas tipo I são preferencialmente utilizadas justamente por possuírem maiores inércias e consequentemente terem maiores resistências.

Em termos de fabricação e valores de dimensionamento, o NDS deixa claro que os mesmos devem ser especificados pelo produtor e devidamente identificados por agências reguladoras que garantem a qualidade final do produto, e o engenheiro responsável pelo dimensionamento deve basear-se na literatura desse produtor. Contudo, os mesmos devem respeitar os valores de ajustes do NDS, tabulados no capítulo 7 desse norma, afim de garantirem os efeitos mínimos e reais do comportamento da madeira, conforme a tabela 4.

Nesse caso, um dos produtores mais conhecidos no Oeste dos EUA é a empresa chamada “*Trus Joist*” (cujos produtos foram indicados na figura 21 a esquerda), representante da Holding “Weyerhaeuser”, cujo mercado baseia-se na produção de madeiras engenheiras nos EUA. Essa empresa possui manuais e literatura própria com os produtos padrões e seus respectivos valores tabulados de resistências (logicamente, em condições ideais de carregamento e estado seco de serviço), que seguem as especificações mínimas do NDS e da ASTM.

Esses manuais possuem informações importantes tais como as maneiras mais adequadas de armazenar esses produtos em campo, aspectos construtivos, ordem cronológica de construção, especificações sobre dimensões mínimas para espaçamentos de tubulações por entre as vigas, seção de apoios mínimos, cuidados durante o processo construtivo, tipos de travamento e ancoragem e etc. Esse material está disponível para download na página oficial da Trust Joists. Veja a figura 22.

É importante ressaltar, no entanto, que o NDS informa que as equações básicas de dimensionamento e os valores de reajuste de resistências devem seguir as equações da tabela 7.3.1 do capítulo 7 do Suplemento dessa norma, indicadas na tabela 4.

Figura 22 – Manual de vigas pré-moldadas da empresa Trust Joist.

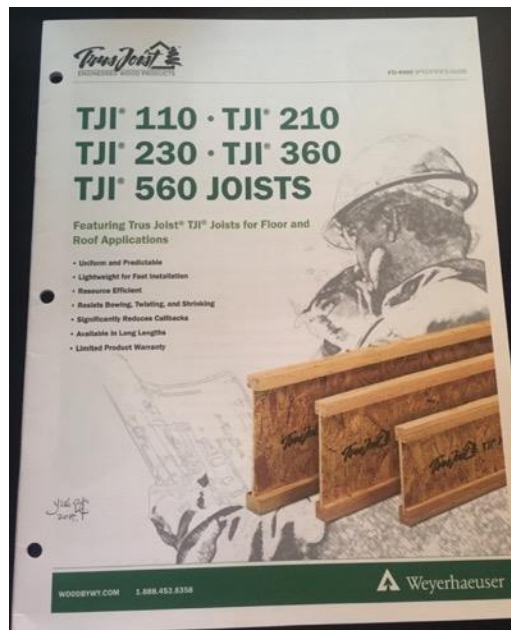


Foto tirada pelo autor.

Tabela 4 – Tabela de fórmulas para ajuste dos fatores para vigas pré-fabricadas.

Table 7.3.1 Applicability of Adjustment Factors for Prefabricated Wood I-Joists

		ASD only	ASD and LRFD					LRFD only		
		Load Duration Factor	Wet Service Factor	Temperature Factor	Beam Stability Factor	Repetitive Member Factor	Format Conversion Factor	Resistance Factor	Time Effect Factor	
							K _F	ϕ		
M _r ' = M _r	x	C _D	C _M	C _t	C _L	C _r	K _F	0.85	λ	
V _r ' = V _r	x	C _D	C _M	C _t	-	-	K _F	0.75	λ	
R _r ' = R _r	x	C _D	C _M	C _t	-	-	K _F	0.75	λ	
EI' = EI	x	-	C _M	C _t	-	-	-	-	-	
(EI) _{min} ' = (EI) _{min}	x	-	C _M	C _t	-	-	K _F	0.85	-	
K' = K	x	-	C _M	C _t	-	-	-	-	-	

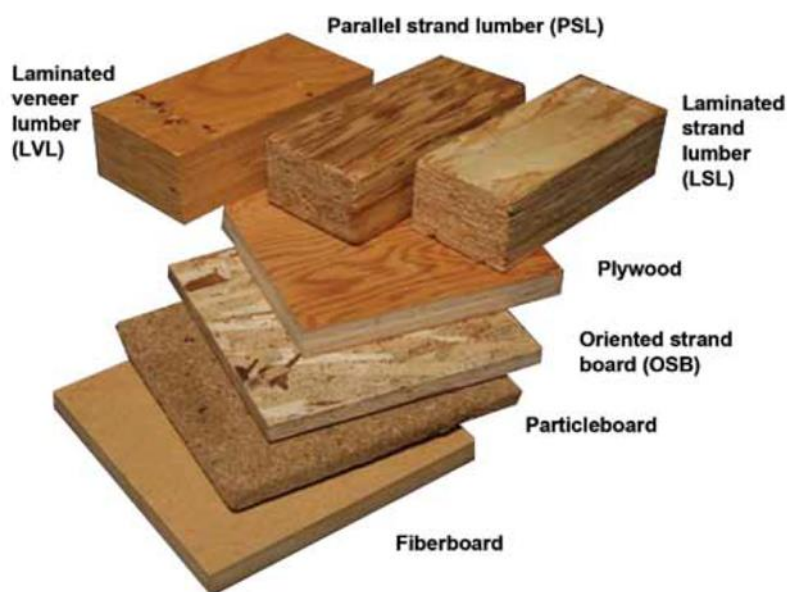
Fonte - National Design Specification for Wood Construction – NDS Commentary, chapter 7, page 51.

O NDS informa ainda que a condição seca do produto não deva ultrapassar 16% de umidade e que, caso ultrapasse, recomenda-se a não utilização do produto (contudo, os fabricantes sugerem que o fator de umidade seja utilizado para esses casos).

2.7.4. Madeira Composta Estrutural (*Structural Composite Lumber*)

Os produtos fabricados por madeiras compostas são, provavelmente, os produtos mais caros dentro do campo de utilização de produtos madeireiros nos EUA, pois sua fabricação é a de maior custo. Os principais produtos feitos desses materiais são *Plywood* “Painel Estrutural”, *Oriented Strand Board* (OSB), *Laminated Strand Lumber* (LSL), *Laminated Veneer Lumber* (LVL) e *Parallel Strand Lumber* (PSL).

Figura 23 – Produtos fabricados de materiais compostos.



Fonte - *Wood Handbook - Wood as an Engineering Material, U.S. Department of Agriculture, 2010 – chapter 11, fig 11-4*

Produtos feitos por *Laminated Strand Lumber* (LSL) são materiais muito interessantes pois diferem das madeiras serradas usais por vários aspectos, dentre eles por apresentarem ausência de nós e imperfeições (aumentando a integridade do membro, e consequentemente aumentando sua capacidade), não estão sujeitos

a deformações distorcionais e possuem valores de resistências superiores ao da madeira serrada comum. Isso é a consequência direta do processo de fabricação desses tipos de produtos que, além de utilizarem toda a seção da árvore, garantem elementos estruturais de melhor qualidade.

Esses produtos diferem uns aos outros com base no tamanho de suas estruturas internas. LVL são produtos feitos por camadas finas de madeira serrada, chamadas “veneers” (“folhas”) coladas por adesivos, cuja orientação das fibras segue a orientação do eixo principal (axial) do membro. Cada “folha” não deve exceder $\frac{1}{4}$ de polegada (0.56 cm). Já produtos feitos por PSL são feitos por lascas de madeiras chamadas “flakes”, coladas por adesivos. As fibras são agrupadas de forma que sua orientação também siga o eixo principal do elemento, contudo suas fibras devem ser menores que $\frac{1}{4}$ de polegada (0.56 cm) e o elemento não deve possuir comprimento superior a 150 vezes da fibra de maior dimensão (U.S. Department of Agriculture, 2010). Por último, LSL é grupo que engloba os produtos formados pelos outros dois últimos materiais (PSL e LVL). Basicamente são todos os produtos compostos por folhas, lascas e fibras de madeira. E eles utilizam quase toda a seção do troco de madeira.

Figura 24 – Manual de produtos compostos da empresa Trus Joist.

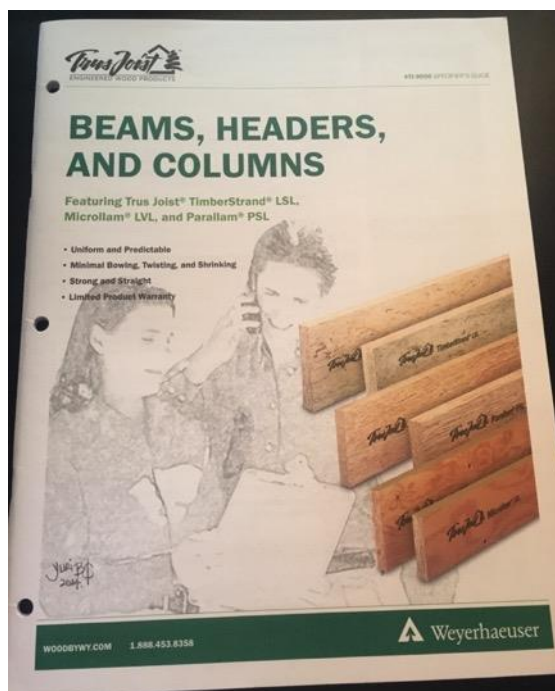


Foto tirada pelo autor.

Conforme as vigas tipo I pré-fabricadas, há também manuais de dimensionamento feitos por empresas privadas (como a própria *Trust Joists*) desenvolvidos conforme as normas e códigos americanos, indicadas na figura 24. Lembrando que as especificações deles devem ir ao encontro das equações básicas do NDS, indicadas na tabela 5 abaixo.

Apesar do campo de produtos compostos em madeira ser muito relevante e interessante para estudo, essa pesquisa não abordará todos os produtos e suas vantagens nem seus processos de produção. Para maiores informações, o leitor pode encontrar muitos materiais didáticos na revisão bibliográfica deste trabalho.

Tabela 5 – Tabela de fórmulas para ajuste dos fatores para madeiras estruturais compostas.

Table 8.3.1 Applicability of Adjustment Factors for Structural Composite Lumber												
		ASD only	ASD and LRFD							LRFD only		
		Load Duration Factor	Wet Service Factor	Temperature Factor	Beam Stability Factor ¹	Volume Factor ¹	Repetitive Member Factor	Column Stability Factor	Bearing Area Factor	Format Conversion Factor	Resistance Factor	Time Effect Factor
										K_F	ϕ	
$F'_b = F_b$	x	C_D	C_M	C_t	C_L	C_V	C_r	-	-	2.54	0.85	λ
$F'_t = F_t$	x	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-	2.70	0.80	λ
$F'_v = F_v$	x	C_D	C_M	C_t	-	-	-	-	-	2.88	0.75	λ
$F'_c = F_c$	x	C_D	C_M	C_t	-	-	-	C_p	-	2.40	0.90	λ
$F'_{c\perp} = F_{c\perp}$	x	-	C_M	C_t	-	-	-	-	C_b	1.67	0.90	-
$E' = E$	x	-	C_M	C_t	-	-	-	-	-	-	-	-
$E'_{min} = E_{min}$	x	-	C_M	C_t	-	-	-	-	-	1.76	0.85	-

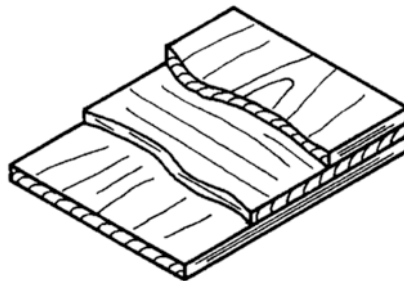
Fonte - *National Design Specification for Wood Construction – NDS Commentary, chapter 8, page 55.*

2.7.5. Painéis Estruturais (*Structure Panels*)

Os painéis estruturais são, talvez, os produtos mais importantes no sistema Wood Frame. Eles não somente possuem a função de vedação, mas também de distribuição dos carregamentos para outros elementos. Por fim, eles são utilizados também para resistirem aos esforços laterais (chamando, então, o conjunto de diafragma), portanto serão eles que garantirão a integridade e coesão do sistema Wood Frame. Os painéis estruturais podem ser divididos, basicamente, em dois grandes grupos: *plywood* (mais utilizados) e OSB (*oriented strand board*).

Painéis feitos em plywood são produzidos pela arranjo intercalado de folhas (ou camadas, chamadas “*plies*”) de madeira (geralmente com espessuras de 1/4 de polegada, 0.635 cm), conforme a figura 25 abaixo:

Figura 25 – Orientação dos layers de plywood na confecção do painel.



Fonte - *Design of Wood Structures, chapter 8 and page 8.5*

O arranjo das *plies* (ou camadas) possuem significado estrutural, garantindo a resistência mecânica desse produto. Convencionalmente, as camadas mais externas da linha neutra (chamadas de “*face*” e “*back*”) são orientadas com as fibras a madeira paralelas ao maior eixo do painel, chamado, portanto, de eixo principal ou eixo mais “forte” (*strong axis*). Já as camadas mais internas têm suas fibras orientadas perpendicularmente ao maior eixo do painel. Essas camadas são intercaladas, conferindo o painel um caráter de malha, permitindo que o mesmo seja orientado em qualquer direção para suportar quaisquer combinações de solicitações.

Os painéis são produzidos através do corte de fatias das toras da madeira por meio de equipamento que a rotaciona, cortando sua extremidade. Essas camadas são, então, vistoriadas quanto à ocorrência de características, corrigidas caso necessário, separadas e confeccionadas nas dimensões de 4x8 pés quadrados (1.22x2.43 m²). Por fim, as camadas são orientadas e coladas por meio de adesivos em um processo de pressão. Assim como as glulams, vigas pré-fabricadas e

produtos compostos, a região de cola é mais resistente do que a própria estrutura interna da madeira (BREYER, 1999). E geralmente esses adesivos são produzidos para suportarem umidade, ou comumente chamados de “a prova de água”, garantindo maior segurança contra efeitos distorcionais proveniente de gradientes de umidade.

Geralmente, são encontradas na indústria painéis feitos com 3 camadas (mais comuns) ou 4 camadas. É importante ressaltar que a utilização dos painéis deve ser perpendicular aos montantes ou às vigas, permitindo que o eixo de maior resistência tenha mais apoios, tornando seu uso mais eficiente. Isso permite que os esforços sejam melhores transferidos para outros elementos, e também permite que o painel suporte maiores cargas de cisalhamento.

Basicamente, a espessura dos painéis será governada pelas cargas solicitantes (normais ao painel) e geralmente isso pode ser determinado pelas condições de espaçamento dos suportes, indicadas na tabela 6 abaixo.

Tabela 6 – Tabela de carregamento dos painéis estruturais.

ALLOWABLE UNIFORM ROOF LIVE LOADS FOR APA RATED SHEATHING AND APA RATED STURD-I-FLOOR WITH LONG DIMENSION PERPENDICULAR TO SUPPORTS^{1,6}

APA RATED SHEATHING APA RATED SHEATHING/CEILING DECK		ROOF											FLOOR ⁷	
SPAN RATING	PANEL THICKNESS	MAXIMUM SPAN (inches)		ALLOWABLE LIVE LOADS (psf)										MAXIMUM SPAN (inches)
		With Edge Support ²	Without Edge Support	Spacing of Supports Center-to-Center (inches)										
Roof/Floor Span	(inch)					12	16	20	24	32	40	48	54	60
12/0	5/16	12	12	30										0
16/0	5/16, 3/8	16	16	70	30									0
20/0	5/16, 3/8	20	20	120	50	30								0
24/0	3/8, 7/16, 1/2	24	20 ³	190	100	60	30							0
24/16	7/16, 1/2	24	24	190	100	65	40							16
32/16	15/32, 1/2, 5/8	32	28	325	180	120	70	30						16 ⁵
40/20	9/16, 19/32, 5/8, 3/4, 7/8	40	32	—	305	205	130	60	30					20 ^{4,5}
48/24	23/32, 3/4, 7/8	48	36	—	—	280	175	95	45	35				24
54/32	7/8, 1	54	40	—	—	—	245	130	75	50	35			32
60/32	7/8, 1	60	40	—	—	—	305	165	100	70	50	35		32
60/48	7/8, 1, 1-1/8	60	48	—	—	—	305	165	100	70	50	35		48 ⁶
APA RATED STURD-I-FLOOR		ROOF											FLOOR ⁷	
SPAN RATING	PANEL THICKNESS (inches)	MAXIMUM SPAN (inches)		ALLOWABLE LIVE LOADS (psf)										MAXIMUM SPAN (inches)
		With Edge Support ²	Without Edge Support	Spacing of Supports Center-to-Center (inches)										
						12	16	20	24	32	40	48	54	60
16 o.c.	19/32, 5/8, 21/32	24	24	185	100	65	40							16 ⁵
20 o.c.	19/32, 5/8, 3/4	32	32	270	150	100	60	30						20 ^{4,5}
24 o.c.	11/16, 23/32, 3/4	48	36	—	240	160	100	50	30	25				24
32 o.c.	7/8, 1	48	40	—	—	295	185	100	60	40				32
48 o.c.	1-3/32, 1-1/8	60	48	—	—	—	290	160	100	65	50	40		48 ³

¹The allowable live loads were determined using a dead load of 10 psf. If the dead load exceeds 10 psf then the live load should be reduced accordingly.

²Tongue-and-groove edges, panel edge clips (one midway between each support, except two equally spaced between supports 48 inches on center), lumber blocking, or other. Only lumber blocking will satisfy blocked diaphragm requirements, except where stapled T&G panel edges are permitted.

³Twenty-four inches for 1/2-inch panels.

⁴May be used over framing spaced 24 inches on center for floors where 1-1/2 inches of cellular or lightweight concrete is applied over the panels.

⁵May be used over framing of 24 inches on center where 3/4-inch wood strip flooring is installed at right angles to joist.

⁶Applies to panels 24 inches or wider.

⁷Live load not to exceed 100 psf, dead load not to exceed 10 psf, except as noted.

⁸Total load not to exceed 65 psf.

Fonte - *Design of Wood Structures, chapter 8 and page 8.9.*

Já as condições de conexões (quantidade de pregos) serão determinadas pelo fator “unidade de cisalhamento” definida pela análise do diafragma. Caso a unidade de cisalhamento seja muito levada, a espessura do painel pode passar a ser governada por essa última variável.

Por fim, os painéis estruturais são aplicados majoritariamente em três situações: em pisos, em paredes e em telhados. Consequentemente, cada situação narrará qual condição de agressividade o painel estará sujeito, logo, a escolha do produto deve ser baseada nisso. Para todas as situações no entanto, tanto a literatura quanto as normas e códigos concordam que a determinação da resistência mecânica do painel é dispensável, cabendo a seleção da espessura do painel com base no espaçamento dos membros de suporte (indicada na tabela 6). E caso as solicitações horizontais sejam elevadas, conforme já mencionado anteriormente, esse variável pode ser governada por outros fatores que não somente o espaçamento dos suportes.

Porém, para vigas confeccionadas in loco com painéis estruturais na região da alma (como vigas pré-fabricadas “I”), a determinação da resistência deve ser prevista de acordo com o capítulo 9 do NDS, e adotada as respectivas equações e fatores de ajuste para a situação em questão.

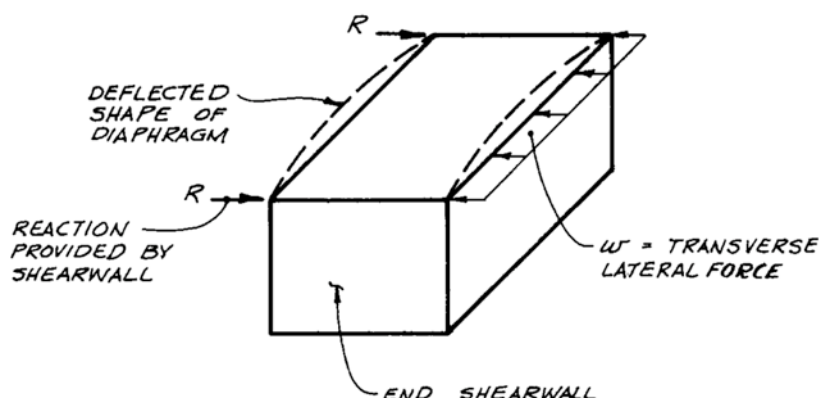
Finalmente, o último fator a ser destacado na elaboração do arranjo dos painéis é em relação à conexão mecânica entre eles. Em regiões de junta dos painéis que não terminam em elementos de suporte, a coesão pode ser conferida através do tipo de ligação (ligação tipo dente – chamada de macho-fêmea entre os painéis), ou utilização de travamento por meio de madeiras serradas pregadas, ou chips de conexão (dentes metálicos). Porém, há situações que essa conexão não é necessária devido a espessura do painel (ou seja, a transferência de tensões pode ser garantida somente pelo contato entre os painéis). Esse fato é importante pois dependendo da espessura do painel, caso não haja travamento o suficiente dos painéis uns aos outros, o surgimento de movimentações diferenciais pode ser agravante e consequências como o rompimento e deslocamento de cerâmicas, fissuras ou trincas serão observadas. Contudo, é importante ressaltar que o excesso de travamento da estrutura pode tornar o sistema pouco flexível (aumentando sua rigidez), e a impossibilidade de acomodação quanto à deslocamentos pode causar

concentrações de tensões o que podem gerar fissuras em determinados elementos estruturais (BREYER, 1999).

2.7.6. Diafragmas Horizontais

O último aspecto mais importante do comportamento o do sistema Wood Frame está relacionado com a estruturação dos diafragmas horizontais (que são o conjunto dos painéis estruturais somados aos montantes). Esse comportamento pode ser observado através da análise da estrutura submetida à esforços horizontais, tais como ações de ventos e/ou sísmicos. Aqui, assemelha-se a estrutura de uma caixa ao diafragma:

Figure 26 – Sistema Wood Frame submetido à cargas horizontais.



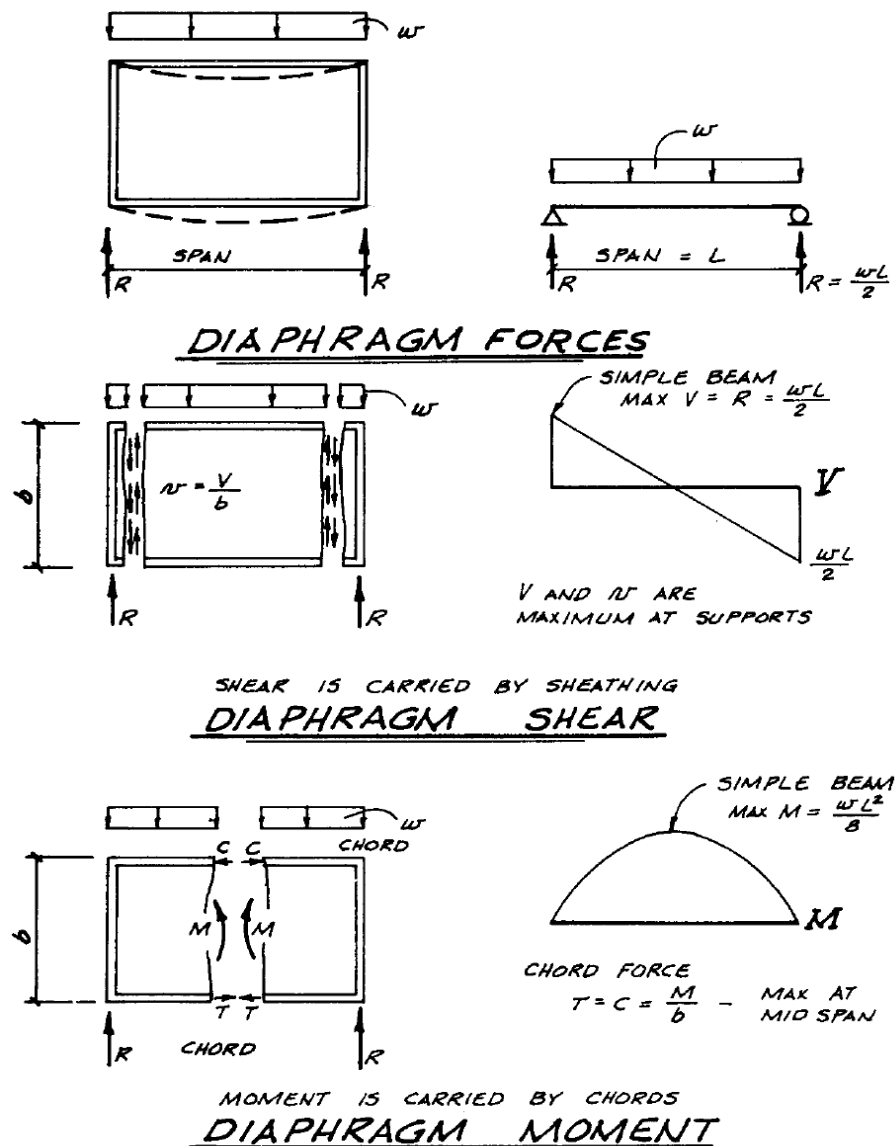
Fonte - *Design of Wood Structures, chapter 9 and page 9.2*

A figura 26 acima representa como o sistema reage ao ser submetido a uma carga lateral. Os painéis ao receberem a carga W transferem as solicitações para os membros próximos, no caso, as vigas superiores (muitas vezes chamadas de *double plates* ou de *chords*) que serão submetidas a compressão e tração, e transferirão parte dessas solicitações para a laje (outros painéis) e para as paredes estruturais (*end shear walls*) que responderão com reações de valor R contrárias à W . Essas reações são direcionadas para as fundações por meio das conexões que são, por fim, transferidas ao solo.

Nesse processo, cada elemento deve ser dimensionado para o cenário mais severo de carregamentos e suas respectivas combinações. Finalmente, quando todos esses elementos são dimensionados, e suas conexões também, deve-se

verificar se a estrutura como um todo resiste aos efeitos de deslocamentos causados pelas cargas horizontais, tais como deslizamento, tombamento e arrancamento. A figura 27 abaixo é autoexplicativa e ela resume todas as condições que esses membros estarão submetidos em resposta aos carregamentos laterais, com suas respectivas fórmulas:

Figura 27 – Comportamento dos membros dentro do sistema Wood Frame.



Fonte - Design of Wood Structures, chapter 9 and page 9.4.

$$V = R = \frac{wL}{2} \text{ (reações nas paredes estruturais)}$$

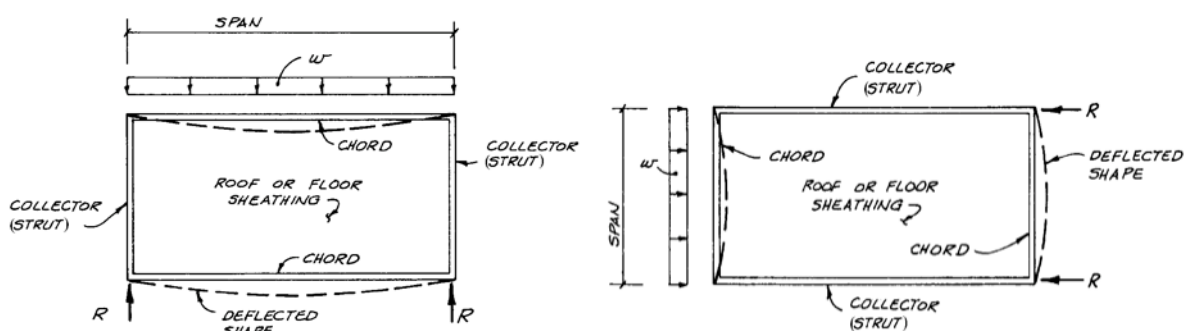
$$T = C = \frac{M}{b} \text{ (tração e compressão nos elementos "chords")}$$

$$v = \frac{V}{b} \text{ (unidade de cisalhamento)}$$

Onde W é o carregamento horizontal (no caso pressões do vento), L é o comprimento da estrutura, b é a largura da estrutura, M é o momento suportado pelo telhado (ou piso).

Essas fórmulas são aplicadas para as diferentes situações de carregamento, e o dimensionamento desses elementos deve ser realizado com base nos maiores esforços das possíveis combinações de carregamento. Observe na figura 28, por exemplo, há duas situações de incidência das pressões de vento.

Figura 28 – Diferentes direções de pressões de vento influenciam o dimensionamento.



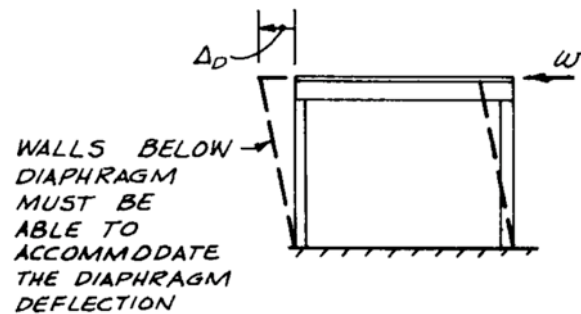
Fonte - *Design of Wood Structures, chapter 9 and page 9.3, example 9.1.*

As pressões do vento atuam perpendicularmente aos elementos designados como “*chords*” que no sistema Wood Frame são as vigas “deitadas” (carregadas verticalmente em seu eixo de menor inércia, chamadas de “*plates*”), e em outros sistemas podem ser vigas comuns. Esses elementos são submetidos a esforços de compressão e tração (como terceiro o corte esquemático da figura 27), e sua deformação pode ser observada pela linha tracejada. Perceba que esses elementos possuem maiores tensões nas maiores fachadas, pois, obviamente as pressões de vento são maiores. Esses elementos estruturais devem ser verificados quanta a sua seção transversal para compressão, tração e conseqüentemente suas condições de conexão. Os “*chords*” são responsáveis por gerar a coesão do sistema contra solicitações horizontais.

Já os elementos que estão paralelos às pressões de ventos são classificados como “*collectors*” ou “*struts*” (que também são os *plates*) e são responsáveis pela

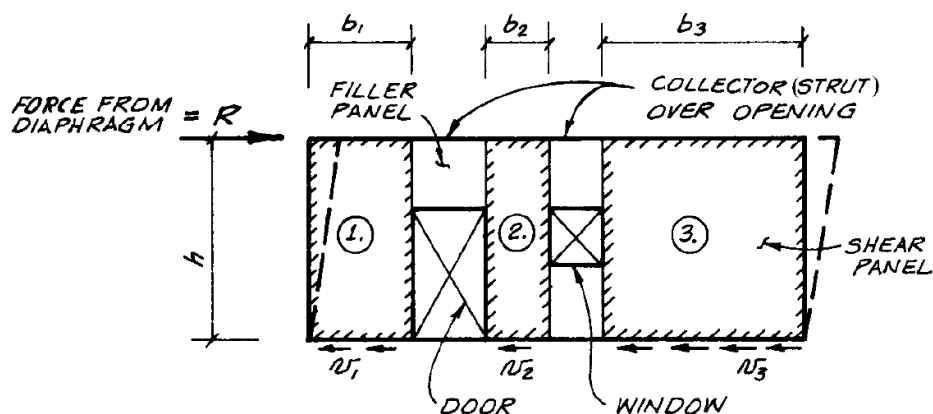
transferência de esforços para as paredes estruturais (shear walls), e também por manterem a coerência dessa parte do sistema quanto às deformações laterais. Veja as figuras 29 e 30 abaixo:

Figura 29 – Vista lateral da deformação da parede estrutural sujeita aos esforços horizontais.



Fonte - *Design of Wood Structures*, chapter 9 and page 9.37, example 9.13.

Figura 30 – Vista da composição das paredes por painéis estruturais.



Fonte - *Design of Wood Structures*, chapter 9 and page 9.27, example 9.9.

É importante ressaltar que a mudança na direção do vento altera a função dos elementos descritos e, portanto, devem ser dimensionados para a situação de carregamento mais desfavorável.

Por último, os painéis se deformarão em conjunto para combaterem os esforços cisalhantes, conforme indicado na figura 30. A unidade de cisalhamento, então, é utilizada para verificar se o painel suportará tal carga e a mesma é assumida ser igual em todos os painéis. Ou seja, para os comprimentos efetivos de painéis b_1 , b_2 e b_3 , a unidade de cisalhamento é considerada a mesma. Observa-se

no entanto, que há regiões que o painel não ocupa toda a altura a parede estrutural (em vãos geralmente), e por isso, sua contribuição não é considerada no cálculo da unidade de cisalhamento. Por isso:

$$v_1 = v_2 = v_3 = \frac{R}{\Sigma b}$$

Finalmente, essa unidade de cisalhamento deve ser comparada com os valores tabelados dos painéis da tabela 23-II-H do IBC, indicada na tabela 17 dos anexos. Valores esses determinados pelo arranjo do painéis, condições de apoio, travamento e conexão (pregos, no caso). Essa tabela encontra-se na página 3 do anexo desse projeto.

Esse pressuposto não é considerado, no entanto, em sistemas como bloco de concreto estrutural nem vigas-parede de concreto. Nesses sistemas, o cisalhamento e outros esforços são suportados conforme a rigidez relativa da estrutura, e por isso seu cálculo muita vezes é exaustivo e necessita-se de uma ferramenta computacional. Outra desvantagem desses sistemas comparados com o Wood Frame é a necessidade de verificação de efeitos combinados nos elementos estruturais.

Por fim, a deformação do sistema pode ser verificada com em relação a altura da parede (h) e o seu comprimento (b). O NDS recomenda que caso a relação h/b seja menor ou igual a 4.0, o sistema não precisa ser verificado quando ao excesso de deformação, procedimento esse que vem comumente sendo empregado pelos profissionais da área (BREYER, 1999).

2.7.7. Conexões

As conexões mecânicas são o último aspecto a ser considerado no dimensionamento de estruturas, e a responsabilidade no seu correto dimensionamento é tão importante quanto o dimensionamento de elementos estruturais. Há basicamente dois tipos de conexões entre membros estruturais: as conexões flexíveis, que (em teoria) não transferem momentos fletores para membros adjacentes, e; conexões rígidas, que (em teoria) transferem integralmente os esforços fletores para os membros adjacentes. A exemplo desse modelo, podemos

citar ligações feitas por parafusos entre perfis laminados (ligações flexíveis) e em contra partida, ligações feitas por solda entre perfis laminados (ligações rígidas).

Sistemas estruturais feitos em madeira seguem os mesmos princípios de conexões, variando, no entanto, a tipo de ligação entre os membros estruturais. Observa-se na indústria da madeira, em sua maioria, ligações feitas por pregos e parafusos, e chapas metálicas de dentes estampados. Esse projeto enfatizará esses elementos no dimensionamento, contudo há vários outros tipos de ligações previstas em membros estruturais de madeira, tais como: simples encaixes, cavilhas de madeira, cavilhas de pinos metálicos, barras roscadas, anéis metálicos e colas.

As literaturas americanas concordam, todavia, que deve-se distinguir as conexões mecânicas das ligações por adesivos (colas) em termos de rigidez da conexão. Em muitas vezes, há combinação entre os dois, no entanto, não associa-se o ganho de rigidez da conexão com a adição de adesivos no dimensionamento de conexões (BREYER, 1999).

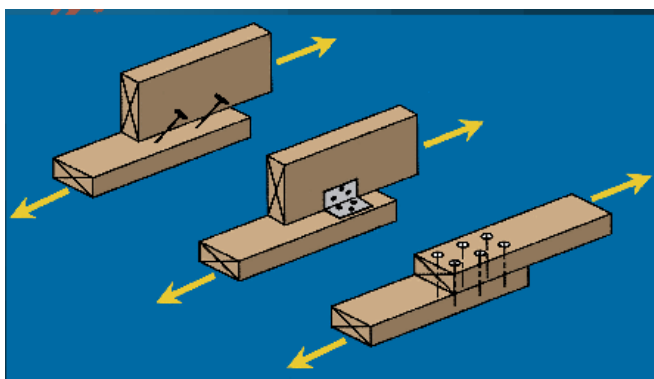
As conexões são classificadas de acordo com a direção de carregamentos. Conectores de cisalhamento (*shear connectors*) são carregados perpendicularmente ao eixo da ligação (como pregos por exemplo), e o dimensionamento dos mesmos está relacionado com o número de planos de corte do elemento ligante. Geralmente há um ou dois planos de corte desse material, e seu dimensionamento deve considerar o plano de falha mais provável (ou mais crítico). O dimensionamento das ligações submetidas a esses esforços é bem simples e o NDS apresenta diversas tabelas que indicam a capacidade de cada elemento conforme as condições de carregamento, conexão, espécie da madeira utilizada entre outras. O símbolo Z é adotado para indicar a capacidade da ligação submetida à cisalhamento, enquanto que o símbolo Z' é a capacidade ajustada da ligação (assim como na madeira serrada, a capacidade do elemento deve ser ajustada conforme as condições ambientais).

É importante ressaltar que as chapas metálicas de dentes estampados são conexões utilizadas em situações de cisalhamento e seu dimensionamento é bem simples contudo pouco explorado pelas normas americanas. Assim como os produtos compostos em madeira, as especificações desses produtos são desenvolvidas por fabricantes (empresas privadas) em manuais de detalhamento e de dimensionamento próprio, cabendo as agências públicas se certificarem que

esses materiais são adequados para utilização. No caso das chapas metálicas de dentes estampadas, elas possuem uma capacidade por unidade de área, portanto seu dimensionamento leva em consideração a força máxima de cisalhamento que dividida pela capacidade da chapa resulta na área mínima da utilização para a ligação.

O outro tipo de conectores são os conectores que estão submetidos a esforços paralelos ao eixo da ligação, no sentido de arrancar/separar a ligação, tracionando portanto esse elemento (chamada de *withdrawal loading*). Para essas situações, indica-se a utilização de parafusos ao invés de pregos devido à maior área específica e, conseqüentemente, maior ancoragem ao elemento estrutural. Para tanto, o símbolo W indica a capacidade do elemento para resistir a esse esforço de tração, e W' indica a capacidade ajustada conforme as condições ambientais. A figura 31 abaixo indica alguns arranjos de ligações em elementos estruturais de madeira conforme a configuração do carregamento.

Figura 31 – Alguns tipos de conexões conforme o carregamento.



Fonte - <http://www.abag.ca.gov/bayarea/eqmaps/fixit/ch4/sld017.htm>

Conforme mencionado anteriormente, a dimensionamento de ligações para situações de cisalhamento considera os planos de corte da ligação. Esse modelo é chamado de “Modelo de Escoamento” e segue a teoria de modos de escoamento (*Yield Model*) e leve em consideração o comportamento de uma ligação (por exemplo, um prego) submetido a diferentes arranjos de carregamento. A falha de elemento considera premissas básicas da interação elemento estrutural e conexão, seguindo condições de arranjo de carregamento, tipo de material, condições ambientais entre outros. Esse modelo não será explorado nessa pesquisa, contudo

os resultados das equações e valores de capacidade de ligações (de pregos, parafusos, anéis, entre outros) para carregamentos tradicionais (geralmente encontrados em campo) podem ser encontrados a partir do capítulo 11 do Manual do NDS, começando na tabela 11A para simplificação. Contudo, para situações que vão além das tradicionalmente encontradas em campo, é esperado do projetista ter conhecimento das equações de escoamento para determinação da capacidade de ligações submetidas a cisalhamento para qualquer arranjo de carregamento. A utilização de planilhas ou programas computacionais básicos de solução de equações deve ser de praxe entre os profissionais da área e esse projeto recomenda fortemente que o leitor usufrua dessas ferramentas no desenvolvimento de projetos de engenharia.

No entanto, as ligações sujeitas a esforços de tração não seguem o modelo de escoamento. Suas capacidades, portanto, foram determinadas por equações empíricas (e não podem ser derivadas de equações básicas da mecânica) e consideram somente o diâmetro do elemento (no caso, pregos, parafusos ou parafusos de fundação), o comprimento de penetração da ligação no elemento estrutural, e o peso específico do material que envolve a ligação (geralmente a espécie da madeira – considerando os montantes – ou concreto – considerando fundações). Essas equações podem ser encontradas no capítulo 11 do Manual do NDS, a partir do tópico 11.2. Situações em que as ligações são submetidas a tração podem ser no caso da estrutura ter que resistir à pressões negativas de vento (efeitos de sucção).

Conforme mencionado anteriormente, assim como as madeiras serradas e os demais produtos madeireiros, as capacidades tabuladas devem ser modificadas por constantes que refletem a realidade do ambiente a que aquele material estará sujeito. Como as conexões desse projeto referem-se a produtos em madeira, suas capacidades devem ser ajustadas conforme constantes muito semelhantes aqueles vistos para madeira serrada, que serão melhor indicados nos próximos tópicos, contudo a tabela 7 abaixo indica quais fatores devem ser considerados no ajuste. Essas constantes podem ser encontradas a partir do capítulo 10 do Manual do NDS.

Tabela 7 – Tabela de fórmulas para ajuste dos fatores para conexões.

Table 10.3.1 Applicability of Adjustment Factors for Connections

		ASD Only	ASD and LRFD										LRFD Only		
			Load Duration Factor ¹	Wet Service Factor	Temperature Factor	Group Action Factor	Geometry Factor ³	Penetration Depth Factor ³	End Grain Factor ³	Metal Side Plate Factor ³	Diaphragm Factor ³	Toe-Nail Factor ³	Format Conversion Factor	Resistance Factor	Time Effect Factor
													K _F	φ	
Lateral Loads															
Dowel-type Fasteners (e.g. bolts, lag screws, wood screws, nails, spikes, drift bolts, & drift pins)	Z' = Z x	C _D	C _M	C _t	C _g	C _Δ	-	C _{eg}	-	C _{di}	C _{tn}	3.32	0.65	λ	
Split Ring and Shear Plate Connectors	P' = P x	C _D	C _M	C _t	C _g	C _Δ	C _d	-	C _{st}	-	-	3.32	0.65	λ	
	Q' = Q x	C _D	C _M	C _t	C _g	C _Δ	C _d	-	-	-	-	3.32	0.65	λ	
Timber Rivets	P' = P x	C _D	C _M	C _t	-	-	-	-	C _{st} ⁴	-	-	3.32	0.65	λ	
	Q' = Q x	C _D	C _M	C _t	-	C _Δ ⁵	-	-	C _{st} ⁴	-	-	3.32	0.65	λ	
Spike Grids	Z' = Z x	C _D	C _M	C _t	-	C _Δ	-	-	-	-	-	3.32	0.65	λ	
Withdrawal Loads															
Nails, spikes, lag screws, wood screws, & drift pins	W' = W x	C _D	C _M ²	C _t	-	-	-	C _{eg}	-	-	C _{tn}	3.32	0.65	λ	

Fonte - *National Design Specification for Wood Construction – NDS Commentary, chapter 10, page 64.*

2.8. Aspectos de Dimensionamento

Os aspectos de dimensionamento abaixo foram retirados do NDS e são largamente utilizados pelos profissionais da Indústria e da Academia americana. A história por trás do desenvolvimento de normas e especificações para dimensionamento de estruturas de madeira nos Estados Unidos teve início 1910. A partir desta data, inúmeras publicações e revisões foram feitas, e, consequentemente, novas tecnologias e sistemas foram sendo desenvolvidos e reformulados para garantir o melhor aproveitamento de madeira nesse país.

No site da ASTM “American Society for Testing and Materials” (Sociedade Americana para Testes e Materiais) há informações suficientes sobre os eventos que ocorreram a partir dessas datas, porém, o evento de maior relevância foi o desenvolvimento do “In-grade Testing Program” (Programa de Testes de Séries) iniciativa da Indústria para reformulação das constantes e resistências reais das

diferentes espécies de madeira nos EUA a partir de 1970. Esse programa fez diferentes testes de resistências em mais de 75 mil séries de madeira e espécies para obtenção de dados que tratassem de forma realista o comportamento estrutural da madeira. A partir desse momento, as normas e especificações americanas ficaram mais sofisticadas e melhor aceitas pelos profissionais da área.

Os fatores que serão discutidos nos próximos tópicos compõem o resultado de mais de 100 anos de pesquisa científica e aplicação em uma sociedade que tem um pensamento cultural nessa área muito diferente do Brasileiro. Essas informações podem ser encontradas em diversas literaturas americanas e códigos, como o Manual de Dimensionamento em Madeira (de Donald E. Breyer), o NDS e mais especificações e publicações pela ASTM.

2.8.1. Fatores de Redução e Majoração

Os coeficientes que são atribuídos à madeira durante o dimensionamento desse material têm como objetivo reajustar os valores das resistências (valores de dimensionamento) de forma a tratarem de forma mais realista o seu comportamento de acordo com as variáveis ambientais. Como visto anteriormente, há condições ambientais, como umidade e agressividade do ambiente, como parâmetros do próprio sistema, como repetição de membro e seção transversal, que influenciarão nas propriedades mecânicas da madeira quando utilizada como elemento estrutural. As resistências mecânicas tabuladas no código Americano (NDS) não retratam valores ideais de utilização (ou de serviço), onde abordam-se as condições ideais de umidade (madeira seca) e carregamento ideal (carregamentos fixos) e por isso, eles devem ser ajustados com a finalidade de retratarem o sistema em condições reais de serviço. Os próximos tópicos explicarão quais as principais constantes adotadas (de acordo com o NDS e outras referências bibliográficas) para o dimensionamento do sistema wood frame e como esses fatores interferem nas diferentes resistências da madeira.

As resistências tabeladas pelo NDS tem suas terminologias discriminadas na tabela a seguir:

Tabela 8 – Valores tabulados de resistências.

Valor de dimensionamento:	Símbolo tabulado com valor para dimensionamento	Símbolo ajustado para dimensionamento
Resistência a flexão	F_b	F'_b
Resistência a tensão paralela as fibras	F_t	F'_t
Resistência ao cisalhamento paralela as fibras	F_v	F'_v
Resistência a compressão perpendicular as fibras	$F_{C\perp}$	$F'_{C\perp}$
Resistência a compressão paralelas as fibras	F_C	F'_C
Módulo de Elasticidade	E	E'

Tabela gerado pelo autor.

As fórmulas de dimensionamento dos elementos estruturais em madeira são simples, pois os valores de ajustes (ou coeficientes) são apenas multiplicados aos valores tabulados encontrados no NDS para todas as espécies norte-americanas, e portanto, se o valor reajustado for maior ou igual a solicitação, o membro é devidamente dimensionado, caso contrário, faz-se necessário redimensionar o membro.

$$f_b \leq F'_b = F_b \text{ vezes (produto dos fatores de ajustes)}$$

Na equação acima, f_b representa a solicitação de flexão, e por sua vez deve ser menor que a resistência ajustada do elemento F'_b para que esse esteja apto para exercer sua função estrutural. Não somente a resistência do elemento deve estar adequada ao carregamento solicitante, mas também como esse elemento se comporta a essa carga e condições de serviço. É de intuição do engenheiro estrutural realizar as devidas verificações quanto à deformação do elemento quando a outros fatores tais como vibrações, estética e segurança do sistema final. Nem todas essas verificações serão abordadas nessa pesquisa pois não correspondem ao escopo desse projeto.

2.8.1.1. Fator de Serviço Úmido (*Wet Service Factor CM*)

O fator (ou coeficiente) de serviço úmido retrata a modificação na resistência mecânica da madeira de acordo com a condição de umidade do elemento, ou mais

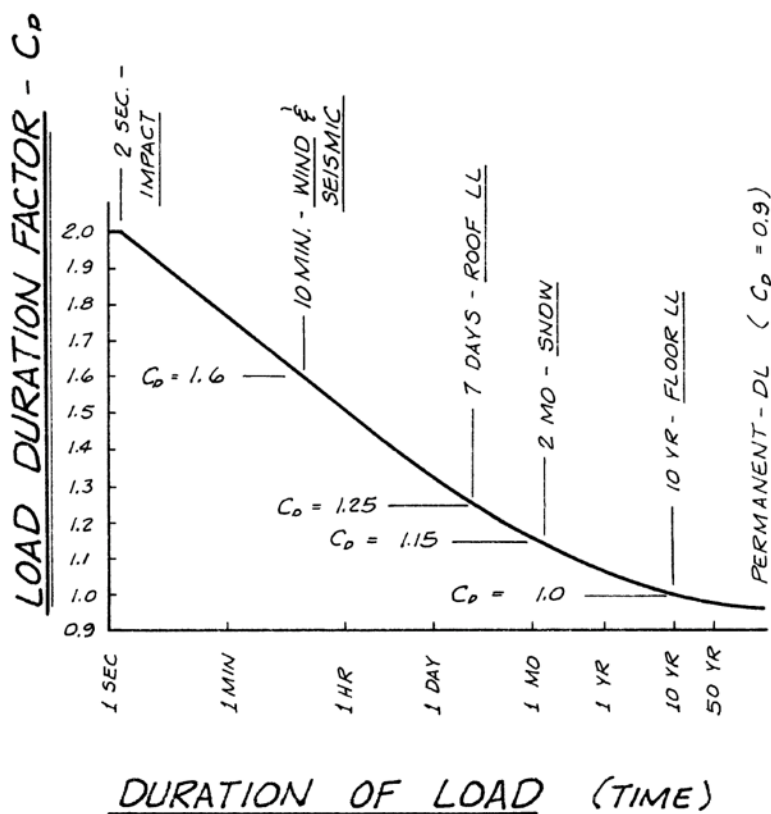
precisamente qual porcentagem de umidade presente nesse membro quando em utilização (ou serviço) que influenciará em suas propriedades físicas. Como dito anteriormente, as resistências tabuladas pelo NDS retratam condições ideais de serviço, e no caso do fator umidade, as resistências são geradas através do rompimento de madeiras com baixo teor de umidade (MC igual ou menor da condição seca – abaixo de 19% de umidade para madeira serrada *swan lumber*). Viu-se que a redução no porcentagem de água aumenta a resistência da madeira, portanto, caso o elemento passe a ter condição de serviço cuja umidade exceda 19%, um fator de ajuste (fator de serviço úmido) deve ser empregado. Os coeficientes de fatores úmidos para diferentes teores de umidade podem ser encontrados na parte “Suplemento”, tabela 4A a 4E do NDS (indicadas nos anexos dessa pesquisa) de acordo com o produto de madeira utilizado.

Esse fator varia de zero a um (0 a 1), e caso a condição de umidade seja ideal, ou seja, o membro não ficará sujeito a umidades superiores a 19% (para madeira serradas) ou superiores a 16% (para madeiras engenheiras), o fator de serviço úmido é adotado como 1 e multiplicado pelo valor da respectiva resistência no estudo, e caso contrário, esse valor será abaixo de 1 retratando reduções nos valores de resistência.

2.8.1.2. Fator de Duração de Carregamento (*Load Duration Factor CD*)

Os valores das resistências presentes no NDS indicam condições ideais de utilização do material, ou seja, em condições secas de serviço e carregamentos de duração normal. A literatura americana concorda que condições normais de duração de carregamento equivale ao um período de 10 anos de carregamento, ou carregamento fixo. De acordo com a Curva Madison (*Madison Curve*) que foi elaborada para determinar os coeficientes de duração de carregamento conforme, (indicada na figura abaixo), para um período de carregamento de 10 anos, adota-se $C_d = 1.0$ no ajuste dos valores de resistências das tabelas do NDS, exceto para o modulo de elasticidade (E) e compressão perpendicular as fibras ($F_{C\perp}$).

Figura 32 – Gráfico de duração de carregamento.



Fonte - *Design of Wood Structures, Chapter 4, item 4.15*

Para períodos de tempo curtos ou muito curtos, C_d tende a aumentar como coeficiente de segurança no ajuste dos valores de resistências do material. Já para carregamentos permanentes, C_d tende a 0.9. Os valores de C_d , logo, variam entre 0.9 e 2.0, previsto pela norma Americana e descritos no NDS.

É importante ressaltar que a duração do carregamento impacta fatores de serviço dos elementos de madeira como a resistência e a deformação. Esse último fator é muito relevante, pois naturalmente um elemento estrutural se deformará quando submetido a ações, no entanto essa deformação pode aumentar gradativamente com o tempo devido ao estiramento das fibras da madeira. Fenômeno esse conhecido como “*creep*” (deformação).

O *creep* (ou deformação) varia de acordo com as condições de carregamento do elemento de madeira, com a porcentagem de umidade presente no mesmo e com a temperatura que o membro estará sujeito (condições ambientais). Madeiras “verdes” (que possuem maiores porcentagens de umidade) deformam-se mais devido a maior flexibilidade das fibras, e maiores temperaturas contribuem para a

perda de resistência da estrutura interna da madeira, causando maiores deformações durante esse fenômeno. O item 3.5.2 do comentário do NDS aborda esse efeito na cálculo da deformação em membros sujeitos a ações de longa duração (tópico esse que será explorado durante a demonstração das principais equações consideradas no dimensionamento dos elementos em madeira).

2.8.1.3. Fator de Tamanho (*Size Factor CF*)

Já foi observado que as dimensões do elemento de madeira afeta suas propriedades mecânicas, principalmente pela presença de características no interior da seção. O coeficiente de tamanho, C_F , ajustará as resistências da madeira em relação à dimensão do elemento. Esse fator deve ser somente utilizado no ajuste dos valores de resistência para tensão paralela as fibras (F_t), compressão paralela as fibras (F_c) e para esforços de flexão (F_b) para séries de madeira estrutural serrada (*graded dimension lumber*), de acordo com o NDS. Os coeficientes de tamanho irão variar, obviamente, de acordo com a espessura e altura dos elementos. Esses valores podem ser encontrados nas tabelas 4A e 4B do NDS, indicadas na tabela 14 dos anexos.

No entanto, para elementos cujas seções excedam 12 polegadas (30.48 cm) de altura (no dimensionamento de *Timbers*), o NDS recomenda que utilize a fórmula do fator de tamanho:

$$C_F = \left(\frac{12}{d} \right)^{1/9}$$

No caso de *Timber* com alturas inferiores a 12 polegadas, o NDS recomenda que se utilize C_F como 1.0 no ajuste das resistências (valores) já citados.

Outro ponto importante a ser mencionado é que para estruturas formadas por *Glulams* (*Glue-laminated lumber* – Madeiras laminadas coladas), o fator de tamanho foi substituído pela fator de efeito-volume (volume-effect factor – C_v), que será visto adiante.

2.8.1.4. Fator de Repetição de Membro (*Repetitive Member Factor* C_r)

O sistema Wood Frame tem como característica principal o conjunto de membros de pequenas dimensões espaçados pouco um dos outros e conectados por painéis ou placas de pisos. O desempenho do sistema, então, não depende unicamente de um elemento estrutural, mas do conjunto de vários. Portanto, diferente de pórticos, em que há grandes elementos espaçados por grande dimensões, a falha de um único elemento causa em essência a falha da estrutura. Já no sistema de frames, a falha de um elemento gera a redistribuição de carga para os demais elementos, não necessariamente acarretando a falha da estrutura/sistema.

De acordo com o NDS, esse sistema confere aos elementos um aumento de 15% na capacidade de suportar flexão, ou seja, aumento no valor tabulado de esforço a flexão, F_b . Logo, o fator de repetição de membro, C_r , somente é aplicado no ajuste da resistência a flexão e em madeira estrutural serrada (*dimension lumber*). O NDS classifica como “repetição de membro” elementos que sejam enquadrados em um das situações:

1. Três ou mais elementos estruturais de madeira serrada em paralelo, ou;
2. Membros espaçados não mais de 24 polegadas (60.96 cm), ou;
3. Membros conectados por um elementos de distribuição de carga como telhado, piso ou placa de vedação de paredes.

Portanto, como mencionado, caso o elemento seja classificado como membro repetido, deve-se ajustar o valor tabulado de resistência a flexão pelo fator de repetição $C_r = 1.15$, e para os demais elementos, utilizar $C_r = 1.0$.

Esse fator, obviamente, não pode ser empregado em estruturas cujos membros tenham maiores dimensões e maiores espaçamentos, como *Timbers*, justamente por não ocorrer (ou ser muito pequena) a distribuição de cargas ao membros próximos por elementos de conexão como painéis. Inclusive, o NDS (seção 15.1) promove o sistema de “Distribuição de Cargas Concentradas em pisos” (chamados *decks*) em que essa carga concentrada pode ser simplificada e compartilhada pelas demais vigas na região de carregamento. Contudo esse ponto não será explorado nesse projeto.

2.8.1.5. Fator de Uso “Deitado” (*Flat Use Factor Cfu*)

O fator de uso “deitado” (não havia expressão melhor para ser traduzida sem haver a perda de contexto) é utilizado quando elementos de madeira estrutural serrada são carregados na face de menor inércia (ou seja, quando estão na posição deitada), sendo no caso a face do eixo x, em que são submetidos a flexão. Dentro do sistema Wood Frame, são poucas as ocasiões em que um elemento receberá carga sob essas condições, mas um exemplo dessa aplicação são os “*still plates*” (membros fixos – vistos como “*chords*”) que são responsáveis pela conexão entre paredes estruturais e também permitem a transferência adequada de tensões entre o telhado e as paredes estruturais dentro do sistema wood frame. Portanto, esse fator é utilizado somente no ajuste do valor tabulado de resistência a flexão (do eixo de menor inercia) para membros sujeitos a essa situação, aumentando portanto a resistência a flexão devido ao conjunto/integração do sistema e seus membros.

2.8.1.6. Fator de Cisalhamento (*Shear Stress Factor CH*)

Como já discutido, a presença de características na seção de um elemento reduz a capacidade de suportar carga, principalmente cisalhamento por flexão (fenômeno pouco visto em outros materiais). No entanto, a madeira suporta mais cisalhamento paralelamente às fibras do que perpendicularmente as mesmas. Assumindo-se elementos cujas seções estejam íntegras (contudo, deve ser inspecionada durante a construção para verificar se os fatores foram assumidos corretamente), multiplica-se os valores tabulados de resistência ao cisalhamento pelo fator Ch, contudo, caso contrário, outros valores desse fator são multiplicados, e todos encontram-se nas tabelas A4 a AD do Suplemento do NDS.

2.8.1.7. Fator de Temperatura (*Temperature Factor Ct*)

Quando a madeira é submetida a temperaturas abaixo da esperada de serviço, ocorre aumento da resistência mecânica desse material porque as fibras são contraídas, aumentando a resistência da estrutura interna do elemento. Em contrapartida, o aumento a temperatura acima da normal de serviço tem como resultado a dilatação das fibras, enfraquecendo a estrutura interna, causando perda de resistências mecânicas. Para tanto, quando o elemento estrutural de madeira for submetido a temperaturas elevadas durante prolongado período de tempo, faz-se

necessário multiplicar as resistências tabuladas pelo fator de temperatura C_t . Exposição prolongada da madeira acima de 150 graus F (65.5 graus C), pode causar perda de cargas irreversíveis (permanentes) da madeira, justamente por danificar o arranjo interno das fibras. Agora, para exposições abaixo desse valor, as perdas podem ser reversíveis. Valores do fator de temperatura são encontrados na seção 2.3.4 do NDS. O primeiro intervalo de temperatura que deve ser acrescentado C_t é entre 100 e 125 graus F (37.7 a 51.6 graus C). A partir desse intervalo, maiores fatores de redução de C_t são aplicados.

A literatura americana concorda que, apesar de alguns locais nos EUA atingirem temperaturas normais acima de 100 graus F (37.7 graus C) especialmente durante o verão, caso algum elemento (geralmente do telhado) seja exposto a tal situação, é pouco provável que o mesmo esteja recebendo 100% de carga prevista para tal. E, eventualmente, durante o período de resfriamento (anoitecer), o membro restauraria sua total capacidade. Portanto para esse caso, aconselha-se a utilização de $C_t = 1.0$. Maiores esclarecimentos sobre outras situações atípicas podem ser encontrados no apêndice C do NDS.

2.8.1.8. Fator de Integridade (*Incising Factor* C_i)

A madeira pode ser tratada com produtos químicos como proteção contra agentes agressivos, como fungos ou pragas, e para resistir ao fogo. Algumas espécies de árvores permitem que esse tratamento seja realizado somente por injeção de produtos químicos por pressão, ou seja, a solução química penetra através das células e se adere às paredes celulares do elemento. No entanto, em algumas espécies de árvores, o produto encontra dificuldades para penetrar e se aderir as paredes pelo fato das células (ou fibras) possuírem dimensões muito pequenas. Para essas situações, e quando o tratamento é essencial para garantir a desempenho do elemento por toda sua vida de serviço, é preciso perfurar a superfície da madeira (processo chamado “*incising*”) a fim de se criar cavidades que possam ajudar na injeção do produto químico dentro da madeira e assim tratar esse elemento. Contudo, essas cavidades “extras” causam pontos de enfraquecimento ou fragilidade no elemento de madeira (como se fossem mais características) o que reduz a resistência do elemento. Por isso, um coeficiente de integridade, C_i , deve ser multiplicado aos valores tabulados de resistência para fins de ajuste, quando

perceber-se que o elemento terá cavidades do processo de *incising* (ou de tratamento). O NDS recomenda um valor de $C_i = 0.95$ para o módulo de elasticidade, $C_i = 0.85$ para a resistência a flexão, resistência a tensão, e resistência a compressão paralela às fibras. Para todos os outros valores, utilizar $C_i = 1.0$.

2.8.1.9. Fator de Forma (*Form Factor Cf*)

O fator de forma é provavelmente um dos coeficientes cuja aplicação é a mais limitada, pois deve ser empregado somente no ajuste dos valores de resistência a flexão de vigas cuja seção seja circular ou no formato de diamante. Os valores para o fator de forma estão na tabela 6A do NDS, seção 6.3.5. Esse fator não será necessário no dimensionamento do estudo de caso pois serão utilizados seções retangulares para simplificação do projeto.

2.8.1.10. Fator de Volume (*Volume Factor Cv – Somente par Glulams*)

Como foi mencionado durante a explicação de Glulams, o desempenho de um produto produzido com esse material sofre modificações em suas resistências não somente devido à altura do elemento (indicado pelo fator de tamanho, C_f , em madeiras serradas), mas primeiramente ao volume desse elemento. Portanto, para elementos estruturais produzidos em madeira serrada colada, adota-se o fator de volume (C_v), que pode ser calculado pelas fórmulas abaixo. Deve-se distinguir, em primeiro momento, a região da madeira (no caso Espécie do Oeste ou do Sul), devido a modificação da estrutura interna da madeira de acordo com o clima de cada região.

Para “Espécies do Oeste” (*Western Species*) em Glulams:

$$C_v = \left(\frac{21}{L}\right)^{1/10} \left(\frac{12}{d}\right)^{1/10} \left(\frac{5.125}{b}\right)^{1/10} \leq 1.0$$

Para “Pinheiros do Sul” (*Southern Pine*) em Glulams:

$$C_v = \left(\frac{21}{L}\right)^{1/20} \left(\frac{12}{d}\right)^{1/20} \left(\frac{5.125}{b}\right)^{1/20} \leq 1.0$$

Sabendo que “d” é a altura da seção transversal do elemento, “b” é a largura do mesmo, e “l” é o comprimento do elemento. Sabendo que essas formulas são para seções retangulares, e, portanto, seções em outros formatos não serão abordados nessa pesquisa.

2.8.1.11. Fator de Estabilidade de Vigas (*Beam Stability Factor CL*)

O fator de estabilidade de vigas (CI) talvez seja a cálculo que cause maior descontentamento entre os profissionais da área por seu processo tedioso, no entanto necessário. Esse fator deve ser calculado através das fórmulas abaixo, indicadas na seção 3.3.3 do Capítulo 3 do Comentário do NDS, página 17.

$$R_B = \sqrt{\frac{l_e d}{b^2}} < 50.0 \text{ (para flexão)}$$

$$F_{bE} = \frac{1.20 E'_{min}}{R_B^2}$$

$$E'_{min} = E_{min} C_M C_t C_i C_T \text{ (para madeira serrada)}$$

$$C_T = 1 + \frac{2300 L_e}{0.59 E} \text{ (fator de rigidez contra flambagem, para madeira serrada)}$$

$$C_L = \frac{1 + (F_{bE}/F_b^*)}{1.9} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{bE}/F_b^*)}{1.9} \right]^2 - \frac{(F_{bE}/F_b^*)}{0.95}}$$

Sendo R_b a razão de esbeltes para membros submetidos a flexão; L_e sendo o comprimento efetivo do membro (encontrado na tabela 3.3.3 desse mesmo capítulo, para diferentes situações); E'_{min} sendo o valor ajustado do módulo de elasticidade mínimo da viga, e; F_b^* o valor tabulado de resistência à flexão, parcialmente ajustado (não sendo multiplicado por C_{fu} , C_v ou C_i).

O fator de estabilidade de vigas pode ser considerado igual a um ($C_i = 1.0$) quando a viga possuir suporte lateral, combatendo efeitos de flambagem local e global. Esse suporte lateral pode ser proporcionado pelo posicionamento de vigas menores em regiões onde ocorre compressão da mesa do perfil durante a flexão,

chamadas de travamento lateral. É importante ressaltar, no entanto, que para vigas desprovidas de suporte lateral, o fator de estabilidade de vigas deve ser calculado com base fórmula acima, que é função da esbeltes do elemento. Vigas com elevada esbeltes tem redução considerável na resistência fatorada, pois o carregamento último da mesma passa a ser governado por tensões últimas de flambagem. Por fim, o NDS aconselha que se utilize C_v ou C_i para a determinação da capacidade do membro, o que gerar o menor valor.

2.8.1.12. Fator de Estabilidade de Colunas (*Column Stability Factor C_p*)

O fator de estabilidade de colunas em muito se assemelha ao fator de estabilidade de vigas, pois partem do mesmo pressuposto mecânico do comportamento de elementos comprimidos, resistindo contra o fenômeno de flambagem. O fator de estabilidade de colunas é descrito pela fórmula abaixo, encontrado no capítulo 3, seção 3.7.1 do Comentário do NDS:

$$F_{cE} = \frac{0.822 E'_{min}}{(l_e/d)^2}$$

$$C_p = \frac{1 + (F_{cE}/F_c^*)}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{cE}/F_c^*)}{2c} \right]^2 - \frac{(F_{cE}/F_c^*)}{c}}$$

Sendo l_e o comprimento efetivo do membro (variando com as condições de apoio – $l_e = l \times K$); E'_{min} sendo o valor ajustado do módulo de elasticidade mínimo da viga; F_c^* o valor tabulado de resistência à compressão, parcialmente ajustado (não sendo multiplicado C_p), e; c é um fator com base no produto utilizado para o elemento, sendo $c = 0.8$ para madeira serrada, $c = 0.85$ para pilares em *timbers* (membros de maiores dimensões) e $c = 0.9$ para madeiras compostas.

2.8.1.13. Fator Comprimento de Penetração (*Penetration Depth Factor C_d*) – Para conexões somente

Conexões em elementos de madeira também têm suas resistências ajustadas por fatores externos. Como já mencionado anteriormente, a capacidade de uma

ligação (a exemplo de um prego) é proporcional à profundidade de penetração desse elemento no membro principal. Caso essa penetração não seja profunda o suficiente, no caso abaixo de 12 vezes o diâmetro do prego ($12xD$), deve-se reajustar sua capacidade multiplicando-a pelo fator C_d , indicado nas situações abaixo:

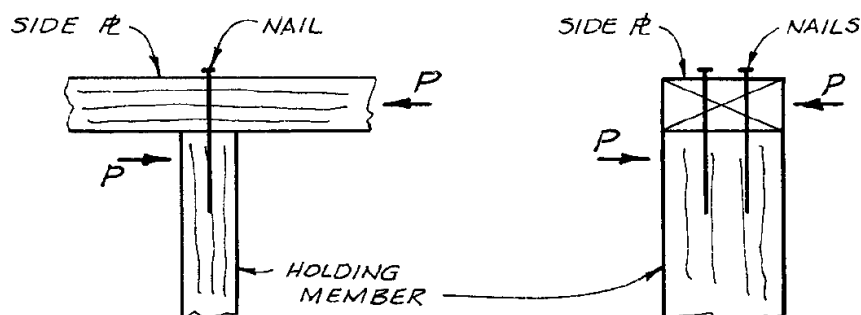
$$C_d = \begin{cases} 0 & \text{quando } p < 6D \\ \frac{p}{12D} & \text{quando } 6D \leq p < 12D \\ 1.0 & \text{quando } 12D \geq p \end{cases}$$

É importante ressaltar que, caso a penetração dessa conexão não seja maior que $6xD$, o NDS não permite que essa conexão seja possível, portanto, considera-se sua resistência ajustada final igual a zero. Para essas situações, cabe ao projetista optar por diferentes soluções que visem garantir maior profundidade da ligação e assim dimensionar uma ligação coerente com a realidade do problema.

2.8.1.14. Fator Final de Fibra (*End Grain Factor Ceg*) – Para conexões somente

Em situações onde a ligação (como pregos e parafusos) é penetrada no membro principal com suas fibras paralelas ao eixo da mesma, deve-se considerar uma perda na capacidade da ligação. Para isso, deve-se multiplicar a capacidade do elemento ligante por um fator de $C_{eg} = 0.67$, conforme o NDS. Situações onde isso não ocorre, considerar C_{eg} igual a uma unidade ($C_{eg} = 1.0$). Veja a figura 33 abaixo:

Figura 33 – Pregos penetrados em membros principais com fibras paralelas ao mesmos.



Fonte - *Design of Wood Structures, Chapter 12, item 12.26, example 12.6*

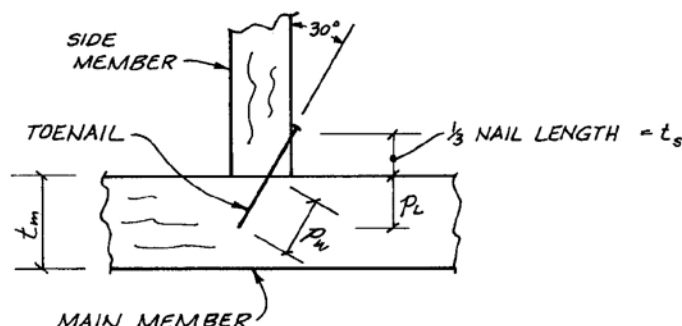
2.8.1.15. Fator de Diafragma (*Diaphragm Factor Cd*) – Para conexões somente

Em situações onde ligações estão sendo submetidas à cisalhamento em paredes estruturais (shear walls), pode-se ajustar a capacidade dos pregos, Z , multiplicando-a por $C_d = 1.1$ conforme capítulo 11 do Manual do NDS.

2.8.1.16. Fator Pregos de Canto (*Toenail Factor Ctn*) – Para conexões somente

Para situações em que a ligação encontra-se inclinada em relação eixo principal do elemento estrutural (normalmente chamadas de pregos de canto), ocorre perda da capacidade do elemento ligante. Para essas situações, deve-se ajustar a capacidade do mesmo multiplicando-a pelo fator $C_{tn} = 0.83$, conforme o NDS. Em situações em que isso não ocorre, considerar esse fator como uma unidade no ajuste da resistência tabulado. Observe a figura 34 abaixo:

Figura 34 – Pregos penetrados em regiões de canto – inclinados.



Fonte - *Design of Wood Structures*, Chapter 12, item 12.26, example 12.7

2.9. Carregamentos para Dimensionamento

Os carregamentos utilizados estão considerando o peso próprio da estrutura, carregamentos fixos e variáveis, cargas de vento e cargas de neve. Os valores foram retirados em grande parte das principais literaturas americanas: *Design of Wood Structures* (de Donald E. Breyer), do *International Building Code - UBC*, versão 2012, capítulo 23 (*Design of Wood Members*), e do *National Design Specification – NDS*. A tabela 10 (do estudo de caso) indica os principais

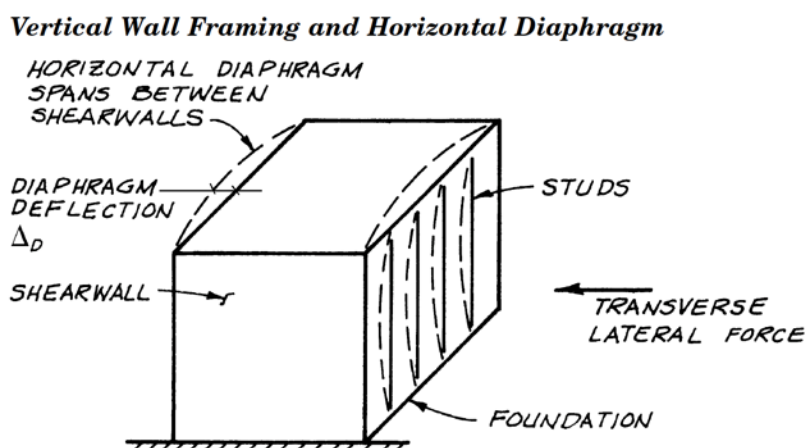
carregamentos adotados com suas respectivas referências. As pressões de ventos foram calculadas de acordo com os métodos indicados pela literatura americana (que, no entanto, não serão explorados nessa pesquisa).

2.10. Comportamento da Estrutura sujeita a Carregamentos e Forças

O sistema Wood Frame possui essa nomenclatura por ser, na realidade, o somatório de ações conjuntas do comportamento individual dos elementos estruturais. Em outras palavras, diferente de um pórtico em que há poucos elementos sendo carregados com grandes vãos, onde matrizes de rigidez e flexibilidade são geradas conforme a arranjo desses elementos, o sistema wood frame baseia-se na integração de vários elementos comportando-se com um grupo, não havendo a necessidade de realizar o estudo complexo do comportamento da estrutura devido ao pequeno espaçamento entre os elementos.

O sistema Wood Frame possui um comportamento muito simples de ser analisado. Baseia-se no princípio de *Shearwalls* (paredes estruturais) e *Horizontal diaphragms* (diafragmas horizontais), conceitos anteriormente já explicados. A figura 35 abaixo explica o funcionamento da combinação dessas duas estruturas:

Figure 35 – Diafragma horizontal.



Fonte - *Design of Wood Structures, chapter 3, Example 3.4*

Basicamente, forças horizontais, como ventos e sísmicos, são absorvidas pelos montantes (*studs*), e parte é distribuída para os diafragmas horizontais (*horizontal diaphragms*) e outra parte é transferida diretamente para as fundações. A deflexão dos diagramas é resultado dessa contribuição de forças que por sua vez

são transferidas para as paredes estruturais (*shearwalls*) que por fim são transferidas para a fundação novamente. É importante ressaltar que os painéis estruturais são responsáveis majoritariamente pela transferência de esforços horizontais para o restante do sistema. Esses esforços horizontais são classificados como unidades de cisalhamento, e foram vistos anteriormente.

Para esforços verticais, como componentes de ventos, cargas fixas, cargas móveis e cargas de neve, os montantes (*studs*) presentes nas paredes estruturais (*shearwalls*) são responsáveis por resistirem a eles e transferí-los para a fundação. A resistência individual de cada montante é dividida pelo carregamento total e então o espaçamento dos mesmos é, simplesmente, dimensionado.

A trajetória das tensões presente no sistema é de vital importância para o correto dimensionamento do sistema, pois sem seu prévio entendimento, o engenheiro estrutural (chamado de *structural designer*) pode assumir sem certeza certas situações que não acontecem na realidade e super dimensionar o projeto. Cabe a esse profissional, no entanto, utilizar o bom senso na seleção de diferentes produtos para certas situações para otimização do projeto. Para tanto, como mencionado anteriormente sobre os materiais manufaturados utilizados atualmente na indústria, cada elemento possui uma função estabelecida dentro do sistema, e cada um possui certas equações de acordo com o NDS para dimensionamento.

2.11. Principais equações para o dimensionamento do sistema Wood Frame

As equações do dimensionamento do sistema Wood Frame são relativamente simples pois dispensam análises estruturais profundas e processos longos de interação devido ao caráter de conjunto dos elementos e o pequeno espaçamento entre os membros estruturais. Individualmente, podemos dimensionar vigas e pilares com equações de flexão, cisalhamento, compressão e tração. Esses elementos, somados aos painéis estruturais funcionam em conjunto garantindo a integridade do sistema. Os painéis combaterão esforços horizontais, e sua integração com as paredes estruturais garantem a rigidez necessária ao sistema. Por fim, as conexões tipo pregos e parafusos, e chapas metálicas irão garantir a coesão do sistema, permitindo que as tensões sejam transferidas adequadamente entre os elementos

estruturais. Abaixo seguem as principais equações e o respectivo campo de aplicação.

Flexão Simples:

Resistência a flexão

No dimensionamento para flexão, a resistência a flexão ajustada (F'_b) deve ser superior à flexão solicitante (f_b). A equação (encontrada no capítulo 3 do Comentário do NDS, item 3.3.2) para a flexão solicitante em vigas retangulares é indicada abaixo:

$$f_b = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S} = \frac{6M}{bd^2} \text{ (para seções retangulares)}$$

Onde “M” é o momento solicitante (calculado por análise estrutural), “b” é a largura do membro, “d” é a altura do mesmo, e “c” é a distância perpendicular do topo da seção a linha neutra do membro. Sabendo que:

$$I = \frac{bd^3}{12} \text{ (momento de inércia, polegadas a quarta)}$$

$$S = \frac{I}{c} = \frac{bd^2}{6} \text{ (módulo de seção, polegadas cúbicas)}$$

Cisalhamento:

No dimensionamento de elementos sujeitos à forças cisalhantes, a resistência ajustada ao cisalhamento paralelo as fibras (F'_v) deve ser superior ao cisalhamento solicitante (f_v). A equação básica para o esforço de cisalhamento (encontrada no capítulo 3 do Comentário do NDS, item 3.4.2) é indicada abaixo:

$$f_v = \frac{VQ}{Ib} = \frac{3V}{2bd} = \frac{1.5V}{A} \text{ (para seções retangulares)}$$

Onde “V” é o cisalhamento solicitante (calculado pelos princípios de mecânica dos materiais), “Q” é o momento estático de área ($Q = A\bar{x} = 1/2bd^2$), “I” é o momento

de inércia da seção transversal do membro, “b” é a largura do elemento e “d” é a altura do membro.

É importante ressaltar que o NDS indica várias outras fórmulas no item 3.4.3 do Comentário para ajustes do cisalhamento solicitante devido a nós em determinadas regiões em vigas, no entanto, esse foco não será abordado nesse projeto. Outro ponto importante que o NDS recomenda é em relação a distância mínima considerada no dimensionamento para elementos sujeitos à cortantes. É sugerido que seja considerado um esforço cortante gerado a uma distância mínima “d” em relação ao apoio, pois distâncias inferiores a ela não retratam o comportamento real do carregamento em virtude condições de apoio e distribuições de tensão próximas aos apoios (*American Wood Council*, 2012).

Deformação:

Caso a deformação seja um fator que governe o dimensionamento, o mesmo deve ser verificado quanto ao limite de deformação de serviço do elemento submetido a esforço. Para tanto, cabe ao projetista usufruir de princípios básicos de mecânica dos materiais para verificar a deformação causada por flexão, e quando aplicado, deformação causada por esforços cortantes.

Como já foi mencionado anteriormente, deve-se considerar os efeitos de deformações causadas por cargas de longo duração (fenômeno de “*creep*”). Adicionalmente, o tópico 3.5.2 do comentário do NDS aborda o caráter dos efeitos de longo duração de cargas na consideração da deformação causada por flexão, variando com o tipo de material selecionado e sua porcentagem de umidade. Logo, a deformação total pode ser calculada por:

$$\Delta_T = K_{CR}\Delta_{LT} + \Delta_{ST}$$

Onde K_{CR} é o fator de deformação de tempo dependente ou “*creep*“, e ele pode ser:

1. $K_{CR} = 1.5$ para madeira serrada colhida durante o verão (*seasoned*), glulams, perfis tipo “I” pré-fabricados, ou madeira estrutural composta em condições secas de serviço;

2. $K_{CR} = 2.0$ para *Timbers* (seções maiores) feitos em glulams utilizadas em condições húmidas de serviço;
3. $K_{CR} = 2.0$ para painéis estruturais em condições secas de serviço;
4. $K_{CR} = 2.0$ para madeiras serradas colhidas em outras estações do ano (*unseasoned*) ou para madeiras serradas utilizadas em condições úmidas de serviço.

Por último, Δ_{LT} é a deformação imediata devido aos carregamentos para o dimensionamento de longa duração ou cargas fixas, e Δ_{ST} é a deformação proveniente de cargas de curta-duração (abaixo de 10 anos de utilização) ou cargas acidentais. Ambos podem ser determinados pela equação mecânica básica:

$$\Delta = \frac{5wl^4}{384EI}$$

Onde w é a carga uniforme, l é o comprimento da viga, E é o módulo de elasticidade ajustado e I é a inércia do elemento do eixo em questão. Não consideraremos efeitos “*creed*” no estudo de caso devido à complexidade desse tema.

Compressão – cargas axiais:

Para fins práticos, fica entendido que colunas são todos aqueles membros que resistem esforços de compressão ocorrendo paralelamente a seu eixo axial. Adicionalmente, a resistência ajustada a compressão paralela às fibras (F'_c) deve ser superior às tensões solicitantes de compressão (f_c). Deve-se considerar, todavia, que membros sujeitos a compressão estão sujeitos aos efeitos de flambagem, portanto o comprimento efetivo deve ser considerado no dimensionamento de elementos comprimidos. Para isso, deve-se considerar condições de apoio, orientação da coluna, eixos de inércia e travamento lateral caso exista. As principais fórmulas para determinação dos esforços resistentes já foram mencionados no tópico do fator de estabilidade de colunas, enquanto que os esforços de compressão solicitantes baseiam-se no princípio mecânico básico de tensão. O dimensionamento de colunas é bem simples, contudo, é sempre possível deparar-se com situações

complexas sobre o tema. O NDS aborda algumas dessas situações no capítulo 3 do Comentário, no entanto não serão abordados nessa pesquisa.

Tração:

O dimensionamento de elementos tracionados segue os mesmos princípios básicos de elementos comprimidos, contudo não considera-se efeitos relacionados a flambagem, obviamente. Porém, a determinação das tensões de tração devem levar em consideração a área líquida do elemento, e a resistência ajustada da tensão paralela as fibras (F'_t) deve ser maior que a tensão solicitante (f_t). O NDS recomenda fortemente que se evite situações de elementos que sejam tracionados com suas fibras perpendiculares a direção de carregamento, mas caso isso seja inviável, reforços mecânicos devem ser implementados na região em questão.

Efeitos Combinados – Flexo-tração:

Membros sujeitos a ambos os efeitos de tração e flexão devem ser verificados de acordo com a seguinte equação (encontrada no capítulo 3 do Comentário do NDS, seção 3.9.1):

$$\frac{f_t}{F'_t} + \frac{f_b}{F_b^*} \leq 1.0 \quad e \quad \frac{f_b - f_t}{F_b^{**}} \leq 1.0$$

Onde F_b^* é a resistência a flexão multiplicada por todos os fatores de ajuste, exceto C_l , e F_b^{**} é a resistência a flexão multiplicada por todos os fatores de ajuste, exceto C_v . Caso ambas as equações não sejam atendidas, faz-se necessária a seleção de uma nova seção para a situação em foco. No estudo de caso, não foram considerados no dimensionamento membros sujeitos a tal combinação de solicitações.

Efeitos Combinados – Flexo-compressão:

Membros sujeitos a ambos os efeitos de compressão e flexão devem ser verificados de acordo com a seguinte equação (encontrada no capítulo 3 do Comentário do NDS, seção 3.9.2):

$$\left[\frac{f_c}{F'_c} \right]^2 + \frac{f_{b1}}{F'_{b1} [1 - (f_c/F_{cE1})]} + \frac{f_{b2}}{F'_{b2} [1 - (f_c/F_{cE2}) - (f_{b1}/F_{bE})^2]} \leq 1.0$$

E também:

$$\frac{f_c}{F_{cE2}} + \left(\frac{f_{b1}}{F_{bE}} \right)^2 < 1.0$$

Onde:

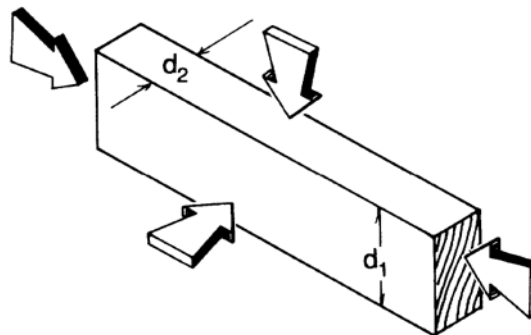
$$f_c < F_{cE1} = \frac{0.822 E'_{min}}{(l_{e1}/d_1)^2} \text{ (para cargas uniaxial ou biaxial na flexão)}$$

$$f_c < F_{cE2} = \frac{0.822 E'_{min}}{(l_{e2}/d_2)^2} \text{ (para carga uniaxial com uso "deitado" ou carga biaxial na flexão)}$$

$$f_{b1} < F_{bE} = \frac{1.20 E'_{min}}{(R_B)^2} \text{ (para carga biaxial na flexão)}$$

Onde f_{b1} é carregamento de flexão aplicado na menor face do membro (eixo de maior inércia), f_{b2} é o carregamento de flexão aplicado na maior face do membro (menor inércia), d_1 maior face do membro, d_2 menor face do membro. Veja a figura 36 abaixo:

Figura 36 – Flexo-compressão em um elemento estrutural.



Fonte – *National Design Specification for Wood Construction, Commentary chapter 3, Figure 3H.*

3. ESTUDO DE CASO

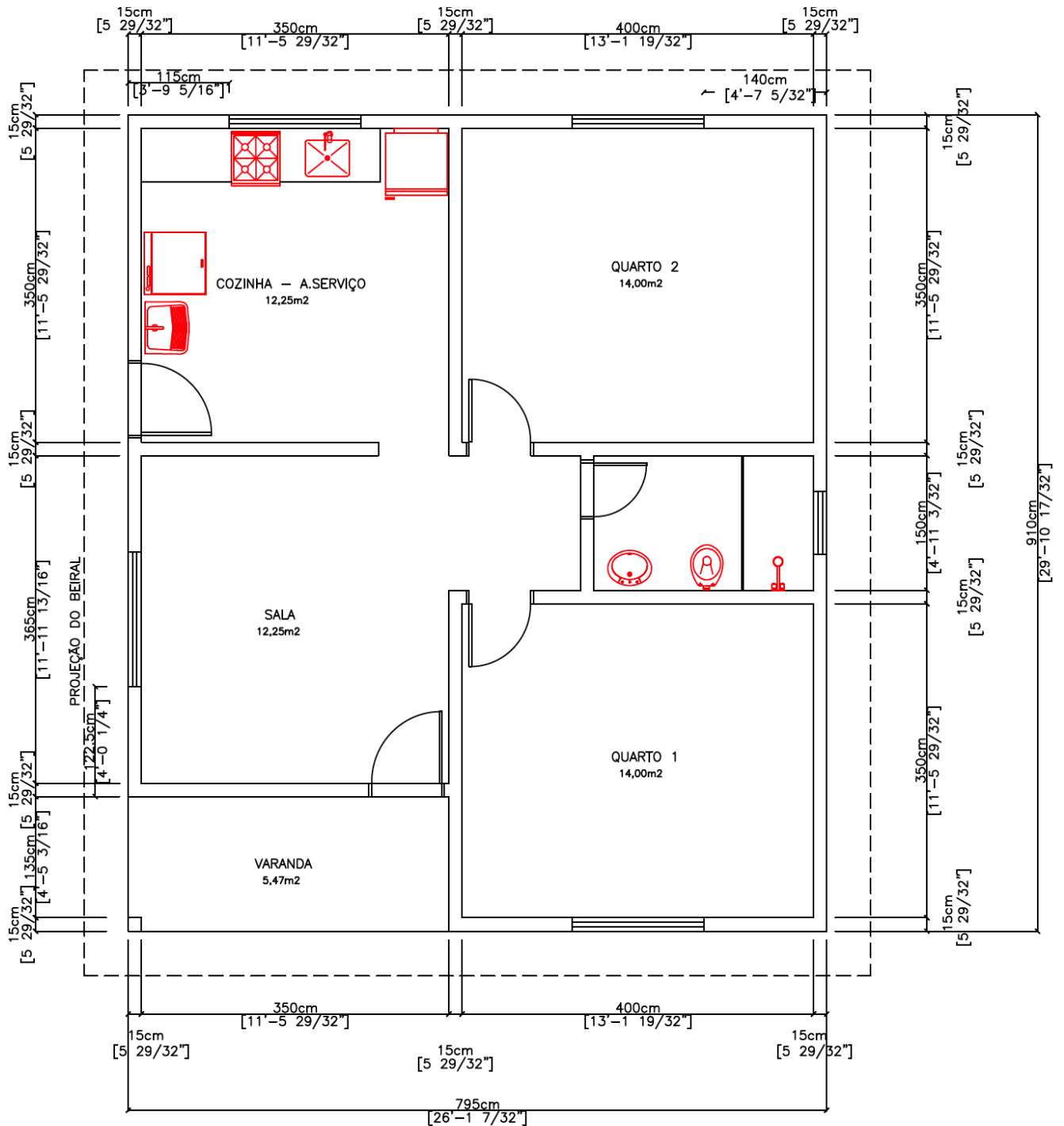
3.1. Introdução do Estudo de Caso

O estudo de caso visa unicamente em indicar como o sistema Wood Frame é simples de ser dimensionado, assim como ressaltar como a integração indústria-academia é extremamente forte nos Estados Unidos, e como essa situação facilita a dimensionamento de estruturas por engenheiros civis.

Para fins práticos, optou-se por escolher um modelo residencial que retrata as características de casas populares no Brasil (padrão “Minha casa, minha Vida). Residência de aproximadamente 75 m² com banheiro, dois cômodos, cozinha integrada e sala de estar. A planta baixa da residência pode ser observada na figura 37.

Percebe-se que para o dimensionamento do sistema, optou-se por inserir as dimensões do projeto tanto no Sistema SI quanto sistema Inglês, para integração das tabelas e formulas usadas pelas normas e manuais americanos. No estudo de caso, será dimensionado todo o sistema Wood Frame, seus respectivos elementos, e conexões para transferências de cargas e suporte de cargas laterais. Para a seleção de cargas verticais e horizontais, optou-se por utilizar materiais usados pela indústria americana (comentados nos tópicos anteriores) assim como a localização da residência, considerando carregamentos de ventos e de neve. Esse intuito visa obter carregamentos maiores que os padrões Brasileiros em meio mais agressivo e menos favorável para a estrutura, para indicar como o sistema é adequado para os padrões nacionais.

Figura 37 – Projeto arquitetônico do estudo de caso com 73 m².

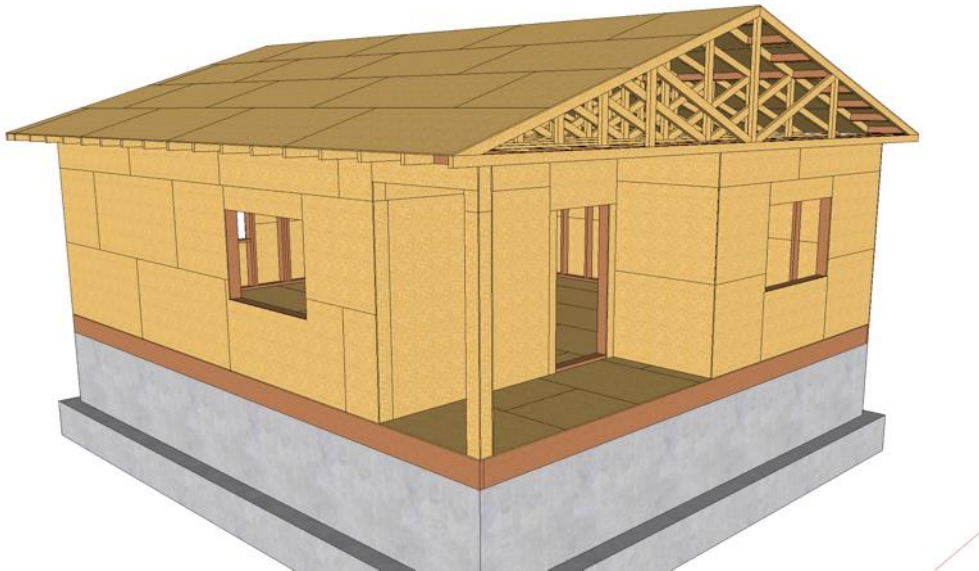


Fonte - Projeto exemplo selecionado para o estudo.

O estudo de caso se inicia com a delimitação dos carregamentos atuantes na residência. Faz-se necessário separá-las, no entanto, entre solicitações horizontais e verticais. As primeiras são caracterizadas por pressões de vento, resultante da altura da estrutura, área em questão, comprimento das fachadas entre outros fatores. Já

as solicitações verticais consideram o peso próprio da estrutura, as cargas variáveis, cargas especiais como a neve (ou sísmicos, que não serão tratados nesse pesquisa) e componentes verticais das pressões do vento.

Figura 38 – Projeto estrutural pré-dimensionado.



Projeto exemplo gerado pelo SketchUp.

É imprescindível que o projetista saiba justificar as cargas selecionadas, por isso, recorreu-se ao IBC (*International Building Code*, que foi o antigo UBC) para fundamentação das cargas.

Primeiramente, será determinada as pressões de vento atuantes na residência, para em seguida iniciar o dimensionamento da estrutura do topo da casa (começado com o dimensionamento da treliça) e assim descendo os níveis para definição das seções dos elementos estruturais. Para simplificação de cálculos, escolheu-se uma espécie de árvore Norte-Americana chamada “*Douglas Fir-Larch*” (estrutural, nº1, extensamente usada no Oeste dos EUA) cujas propriedades (e respectivos valores em unidade SI) estão indicados na tabela abaixo:

Tabela 9 – Valores de resistência da espécie selecionada.

Espécie de madeira selecionada	psi						
	Fb	Ft	Fv	Fc 90	Fc 0	E	Emin
Douglas-Fir Larch nº1 (estrutural)	1,000.0	675.0	180.0	625.0	1,500.0	1,700,000.0	620,000.0
Valores referentes no SI	Mpa						
	6.89	4.65	1.24	4.31	10.34	11,721.09	4,274.75

Valores selecionados na tabela 4A do Comentário do NDS, página 32 (encontrados na tabela 15 dos anexos).

É importante ressaltar que a seleção de uma espécie nativa brasileira pode ser feita com base na compatibilização dos módulos de elasticidade entre essa e a referente espécie Norte Americana (em virtude dos valores de capacidade das espécies brasileiras serem acentuadamente maiores, de acordo com as tabelas E.1 a E.3 da NBR 7190).

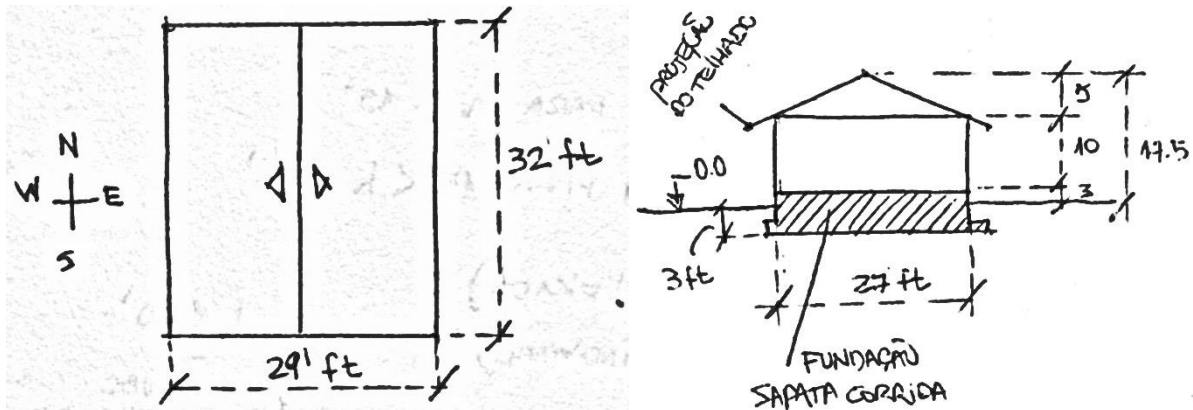
A opção pela utilização da mesma espécie de madeira por todo o projeto pode ser uma decisão muito relevante na concepção de projeto, pois impede gastos de tempo desnecessários durante o dimensionamento de diferentes elementos estruturais e traz conforto na implementação durante as fases do projeto por se evitar interpretações equívocas durante a construção. Será percebido durante o desenvolvimento do projeto que se precisa recorrer frequentemente ao NDS durante o dimensionamento para seleção e determinação dos fatores de majoração e minoração.

3.2. Determinação das Cargas Horizontais

Para a determinação das pressões de vento precisa-se, em primeira instância, selecionar uma região. Para tal, optou-se por realizar o dimensionamento da residência na capital do estado do Colorado, Denver (EUA), cujo valor mínimo de velocidade do vento é de 70 mph (112.65 km/h) estabelecido no código de construção do Estado do Colorado. Esse valor é muito superior ao exigido pelo código da construção em Brasília (no caso, 6 m/s ou 21.6 km/h, NBR 6123). O objetivo dessa seleção é indicar que, apesar das pressões de vento serem muito superiores ao habitual no Brasil, o sistema Wood Frame, ainda, possui adequada performance.

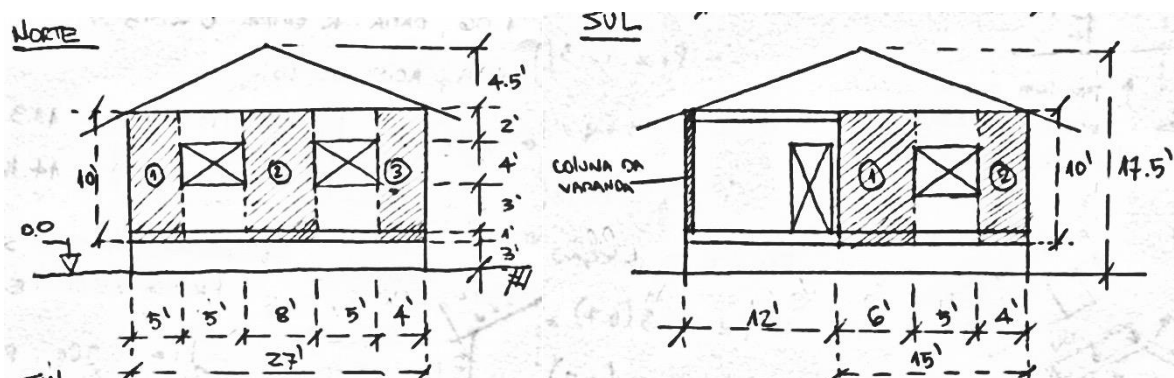
A seguir, é preciso definir as dimensões da estrutura, que podem ser observadas nos cortes esquemáticos das fachadas:

Figura 39 – Planta de cobertura e corte esquemático da estrutura.



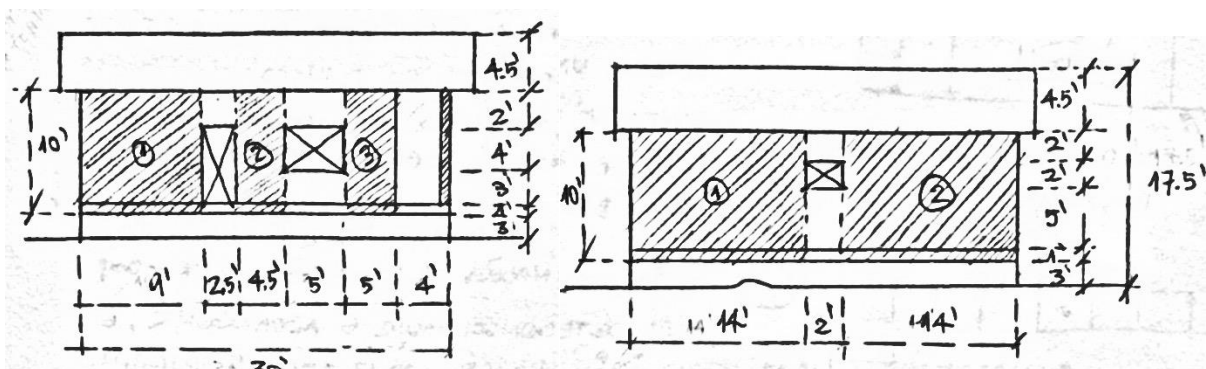
Croquis gerados pelo autor, em pés (ft ou ')

Figura 40 – Fachadas Norte e Sul da residência.



Croquis gerados pelo autor, em pés (ft ou ')

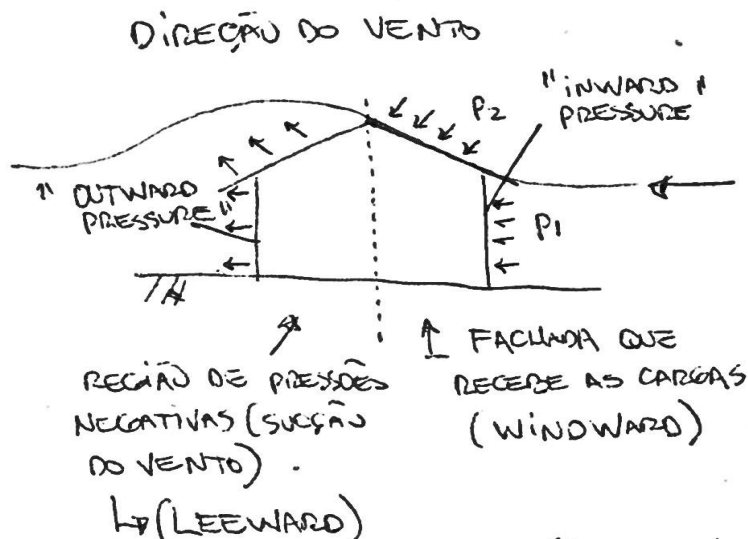
Figura 41 – Fachadas Oeste e Leste da residência.



Croquis gerados pelo autor, em pés (ft ou ')

O próximo fator a ser definido é em relação à como o vento incide na estrutura e, por fim, as equações necessárias para determinação das pressões do vento.

Figura 42 – Direção e caminho percorrido pelo vento através da estrutura.



Croqui gerado pelo autor.

$$P = C_E C_q q_s I_w \text{ (pressão do vento, em psf).}$$

$$q_s = 0.00256 V \text{ (estagnação de pressão do vento, em psf).}$$

Onde I_w é o fator de importância da estrutura (no caso, ocupação padrão residencial – $I_w = 1.0$, UBC, Tabela 16-K); C_q é o coeficiente de pressão (varia com a altura, UBC, Tabela 16-H, indicada nos anexos); C_e é o fator da combinação de altura, exposição e rajada de vento (exposição “C” – intermediária, UCB, Tabela 16-G, indicada nos anexos), e; V é a velocidade mínima do vento (em mph, no caso, 70 mph para a região citada, Código de Construção do estado do Colorado, EUA).

Define-se, primeiramente, a estagnação de pressão:

$$q_s = 0.00256 V = 0.00256 (70) \rightarrow q_s = 12.54 \text{ psf}$$

Da tabela 16 – G do UCB, para uma exposição C, tem-se os valores para o intervalo de altura da estrutura:

$$C_e = \begin{cases} 1.06, & \text{para } 0' \leq h < 15' \\ 1.13, & \text{para } 15' < h < 20' \end{cases} \text{ onde } h \text{ é a altura da estrutura.}$$

Portanto:

$$P = C_E C_q q_s I_w = \begin{cases} (1.06) C_q (12.54) (1.0) = 13.3 C_q, & \text{para } 0' \leq h < 15' \\ (1.13) C_q (12.54) (1.0) = 14.18 C_q, & \text{para } 15' < h < 20' \end{cases}$$

Neste momento, a literatura americana possui dois métodos para a determinação do coeficiente de pressão C_q : Método 1 (e de maior complexidade), onde se calculam as pressões de vento com base em todas as fachadas de incidência do, e; o Método 2 (simplificado), em que se determinam apenas dois eixos de incidência (horizontal, pressões positivas de vento e, vertical, pressões negativas de vento, ou sucção). Por fins práticos, o método 2 é mais utilizado em edificações de menores portes (pois o fator de importância é menor), portanto, adotaremos este. Contudo, as pressões de ventos pelo método 1 foram calculadas para a determinação das cargas do telhado (ação positiva) e serão somente indicadas nessa pesquisa. Caso seja necessário, o leitor pode buscar a determinação do coeficiente de pressão por esse método na tabela 16 - H no UBC.

De acordo com o método 2, há apenas duas direções de carregamento da estrutura: eixo horizontal (de pressões positivas – chamada de fachada “windward”) e eixo vertical (de pressões negativas, sucção – chamada de fachada “leeward”). Para as duas situações, para estruturas abaixo de 40’ (pés de altura), onde:

$$C_q = 1.3, \text{ para } h < 40' (\text{para pressões positivas})$$

$$C_q = 0.7, \text{ para } h < 40' (\text{para pressões negativas})$$

Logo, para a fachada que recebe as pressões de vento (cargas horizontais):

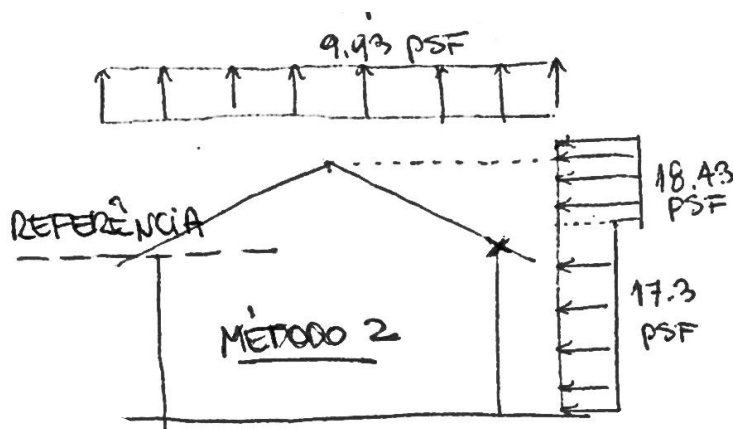
$$P_1 = 13.3 C_q = 13.3 (1.3) = 17.3 \text{ psf}, \quad \text{para } 0' \leq h < 15'$$

$$P_2 = 14.18 C_q = 14.18 (1.3) = 18.43 \text{ psf}, \quad \text{ara } 15' < h < 20'$$

E para as cargas verticais (pressões negativas ou de sucção), onde ocorrerão no telhado, por isso, h é maior que 15 pés, tem-se C_q igual a 0.7:

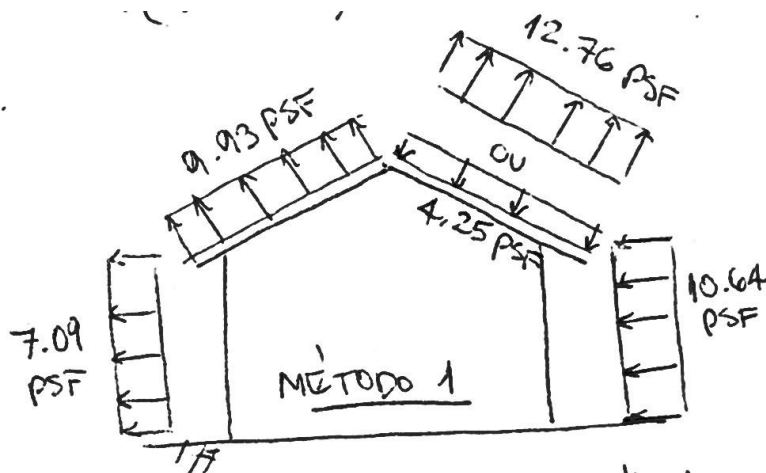
$$P_3 (\text{sucção}) = -14.18 C_q = -14.18 (0.7) = -9.93 \text{ psf}, \quad \text{para } 15' < h < 20'$$

Figura 43 – Diagramas de pressões de ventos pelo método 2.



Croqui gerado pelo autor.

Figura 44 – Diagramas de pressões de ventos pelo método 1.



Croqui gerado pelo autor.

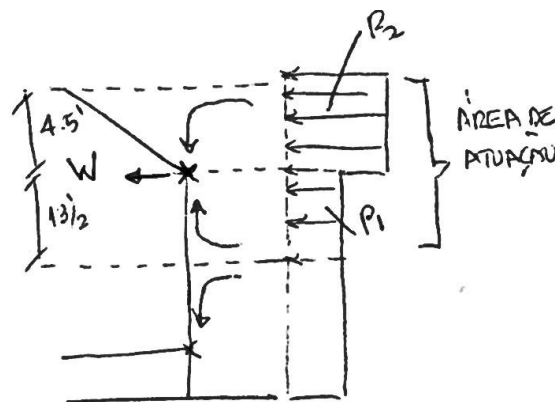
É importante ressaltar que o método 2 é mais conservador que o método 1 por suas simplificações. Cabe ao projetista optar qual método selecionar para o dimensionamento da estrutura. O método 2 é mais simples de calcular a estabilidade global da estrutura, enquanto que o método 1 pode gerar valores mais precisos no dimensionamento de membros, justamente pelo fato das pressões de vento

incidirem mais adequadamente nas faces dos elementos. Sob essa ótica, optou-se por selecionar as cargas do método 1 (4.25 psf e -12.76 psf) no dimensionamento do telhado.

Finalmente, a força do vento W pode ser calculada através da contribuição de cada diagrama de pressões em relação a uma referência, de acordo com a seguinte equação:

$$\text{Força do Vento} = W = \sum P h_i$$

Figura 45 – Comprimento de contribuição de cada pressão atuante na fachada.



Croqui gerado pelo autor, em pés.

$$W = \sum P h_i = \left[17.3 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}} \left(\frac{13}{2} \text{ ft} \right) + 18.43 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}} (4.5 \text{ ft}) \right]$$

$$W = 195.4 \text{ lbs/ft}$$

3.3. Cargas Verticais

As cargas verticais foram todas selecionadas da referencia de literatura de Breyer (*Design Manual for Wood Construction*) e da tabela de cargas do Código Internacional de Construção e são indicadas na tabela 10 abaixo. Procurou-se colocar ambas as unidades na tabela.

Tabela 10 – Valores de cargas verticais.

Considerações de Carregamento			
Cargas do telhado	Cargas permanentes (dead load), BREYER, 1999 (Apendix B)	Peso (weight) psf	KPa
	Madeira serrada 2x6 (considerar Swan lumber DF-L), menos de 19%, espaçado 24 polegadas	1	6.9
	Compensado Estrutural (plywood) por polegada de espessura - Telhado	0.63	4.3
	Geomembrana (roll roofing)	1	6.9
	Telhas de asfalto (shingles) 1/4 polegada	2	13.8
Carga do teto	Painél de vedação (gesso) e reboco - não estrutural (gymsun wall board and plaster) 1 polegada	5	34.5
	Isolamento acústico/térmico (insulation - loose) por polegada de espessura	0.5	3.4
Cargas do piso	Compensado Estrutural (plywood) por polegada de espessura - Piso	1.3125	9.0
	Acabamento em cimento (cement finish) por polegada	6	41.4
	Cerâmica (ceramic and quarry tile) 3/4 polegada	10	69.0
	Vigas de madeira serrada 2x12 (considerar Swan lumber DF-L), menos de 19% MC, espaçado 16 polegadas	2.9	20.0
Cargas de parede	Painél de madeira (wood paneling) 1 polegada	1.09375	7.5
	Madeira serrada 2x6 (considerar Swan lumber DF-L), 15%, espaçado 24 polegadas	1	6.9
	Painél de vedação (gesso) e reboco - não estrutural (gymsun wall board and plaster) 1 polegada	10	69.0
	Isolamento acústico/térmico (insulation - fiber glass) por polegada de espessura	4.5	31.0
	Janelas (windows - with frame + glass)	8	55.2
Cargas Variáveis	Cargas Uniformes (Uniform Loads), UBC Tabela 16 - A	Peso (weight) psf	KPa
	Residencial - área básica de piso (residential - basic floor area)	40	275.8
	Banheiros (bathrooms)	50	344.8
	Carga Móvel de Telhado, UBC Tabela 16 - C	Peso (weight) psf	KPa
	Carga de telhado - caimento de 33% ou menos (slope 33% or less)	20	137.9
	Deflexão máxima (maximum deflection) - para teto de gesso	Em inchs	Em mm
	Cargas Variáveis	1/360	
	Variável mais Móvel	1/240	
	Cargas de Neve (snow loads - Colorado, USA)	Peso (weight) psf	KPa
	Carga mínima de neve do Estado	30	206.9
	Velocidade de Vento Mínima (Wind Speed, Colorado, USA)	Velocidade em mph	Km/h
	Velocidade mínima	70 mph	112.7

Tabela gerada pelo autor.

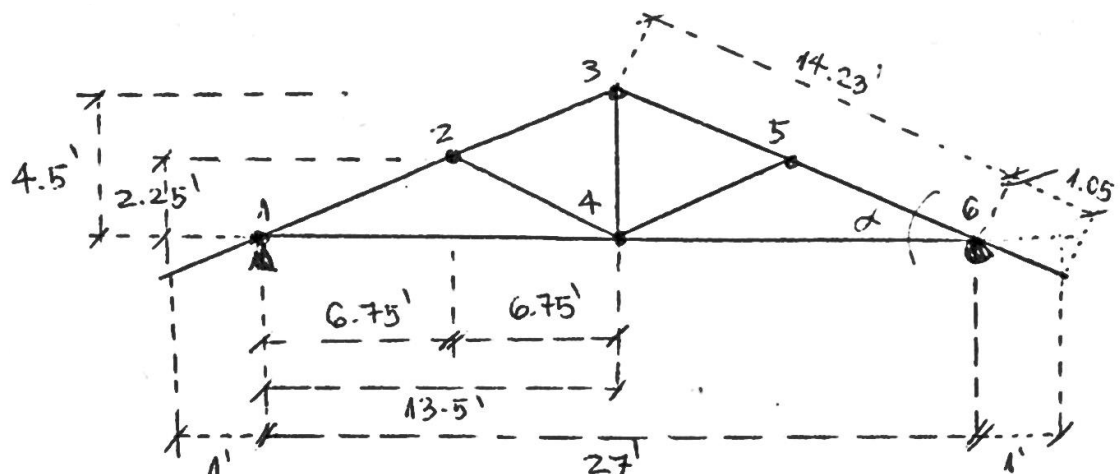
3.4. Dimensionamento do Telhado

O dimensionamento do telhado foi a parte mais complexa do sistema Wood Frame devido às combinações de carregamentos e elementos inclinados, o que torna tediosa sua análise estrutural. Os telhados feitos em Wood Frame para

residências são, geralmente, treliças pré-moldadas feitas em madeira serrada, cuja conexão entre os elementos é feita por chapas metálicas com dentes estampados.

Durante o pré-dimensionamento do sistema, optou-se pelo seguinte arranjo de treliça:

Figura 46 – Arranjo da treliça do telhado.



Croqui gerados pelo autor, em pés (' ou ft).

O telhado proposto possui duas abas somente, e sua inclinação é de 33.3° . A determinação das cargas é a seguinte:

- Fixas (D) = 4.65 psf;
- Móveis (L) = 20 psf;
- Neve (S) = 30 psf;
- Vento (W) = +4.25 psf, ou -12.76 psf (valores gerados pelo método 1, indicados na figura 43);
- Fixas (D) = 5 psf (para o teto).

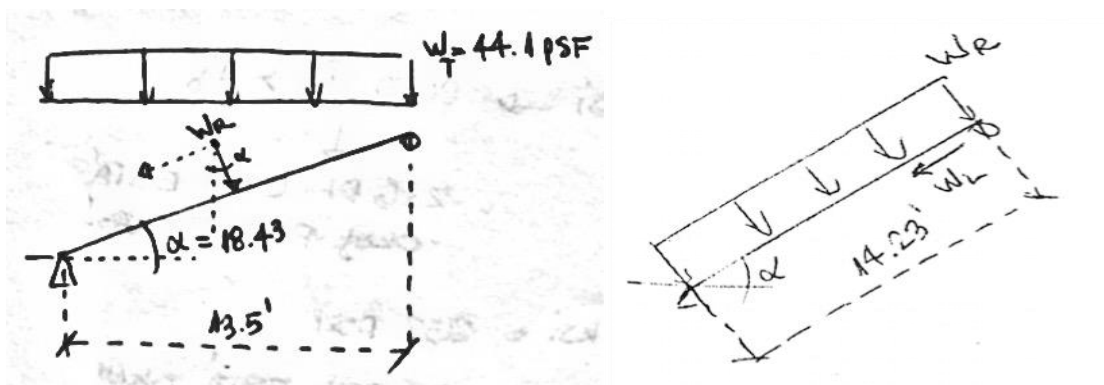
No entanto, a norma possibilita realizar uma análise da combinação das cargas afim de prever eventos prováveis de atuação das solicitações. Veja abaixo:

1. $D + (L \text{ ou } S) = 4.65 + 30 = 34.65 \text{ pdf}$
2. $D + 0.75 L + 0.75 S = 4.65 + 0.75 (20) + 0.75 (30) = 42.15 \text{ psf}$
3. $D + 0.6 W = 4.65 + 0.6 (30) = 22.65 \text{ psf}$
4. $D + 0.75 L + 0.75 (0.6 W) + 0.75 S = 4.64 + 0.75 (20) + 0.75 (0.6)(4.25) + 0.75 (30) = 44.1 \text{ psf}$
5. $0.6 D + 0.6 W = 0.6 (4.65) + 0.6 (4.25) = 5.34 \text{ psf}$

Foi observado que a combinação 4 é a que governa o dimensionamento por ser a mais crítica (44.1 psf). Não houve necessidade de simular uma combinação com cargas de ventos favoráveis ao sistema (no caso, -12.76 psf), pois, apesar da sucção existir na estrutura, ela não seria uma combinação crítica entre as demais.

A seleção desse carregamento, no entanto, precisa ser adequado com o caimento do telhado, pois haverá tanto componentes verticais quando horizontais. A decomposição dessa carga será a carga atuante na treliça. Observe:

Figura 47 – Arranjo da treliça do telhado.



Croquis gerados pelo autor, em pés (' ou ft).

Definisse o valor do ângulo alpha para determinação da componente de carga do telhado:

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{4.5}{13.5} \right) = 18.43^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{W_r}{W_t} \rightarrow W_r = \cos 18.43 (44.1) \rightarrow$$

$$\rightarrow W_r = 41.83 \text{ psf}$$

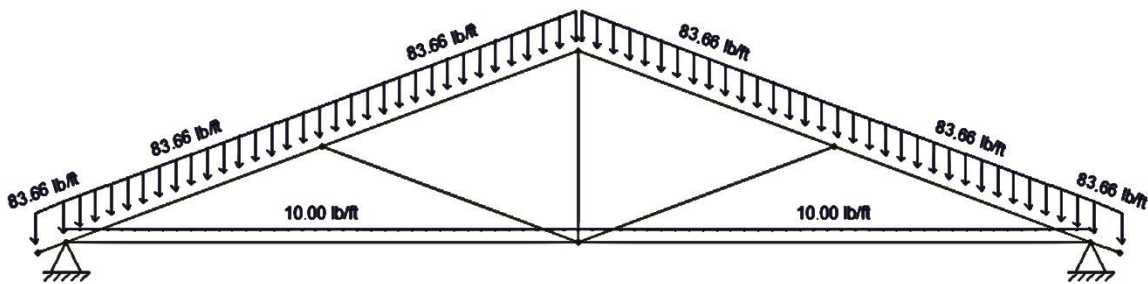
Por fim, assumisse que as treliças estarão espaçadas a um distância de 24'' (polegadas) ou 2' (pés), média padrão entre os telhados residenciais. Por isso, a contribuição de cada treliça será o valor da carga W_r multiplicada pela distância de contribuição (área efetiva de atuação do telhado sobre cada treliça):

$$W_r L_{contr.} = 41.83 \frac{lbs}{ft^2} \left(\frac{24}{12} ft \right) = 83.66 \frac{lbs}{ft} \text{ (para o telhado)}$$

$$W_{teto} = 5.00 \frac{lbs}{ft^2} \left(\frac{24}{12} ft \right) = 10 \frac{lbs}{ft} \text{ (para o teto)}$$

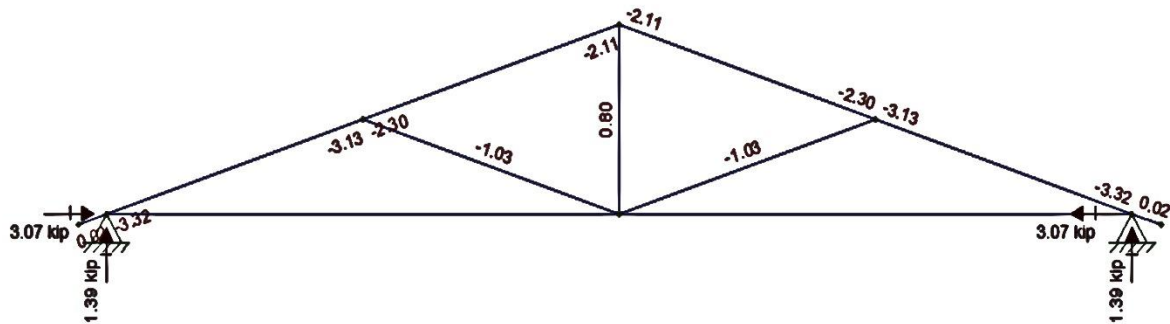
Esses valores foram inseridos na modelagem da treliça pelo software Ftool, conforme as imagens:

Figura 48 – Carregamento definido na treliça.



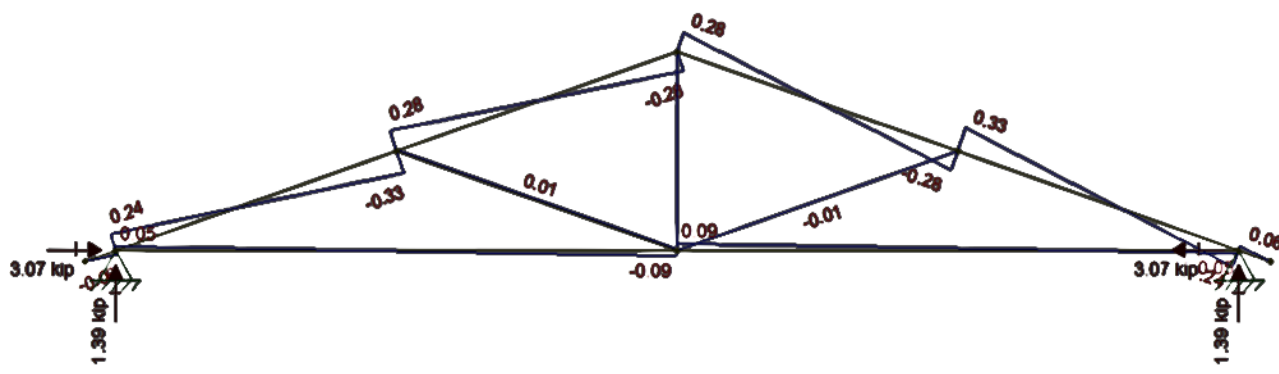
Modelo gerado no Ftool pelo autor.

Figura 49 – Cargas axiais, em kips (*kiloponds*).



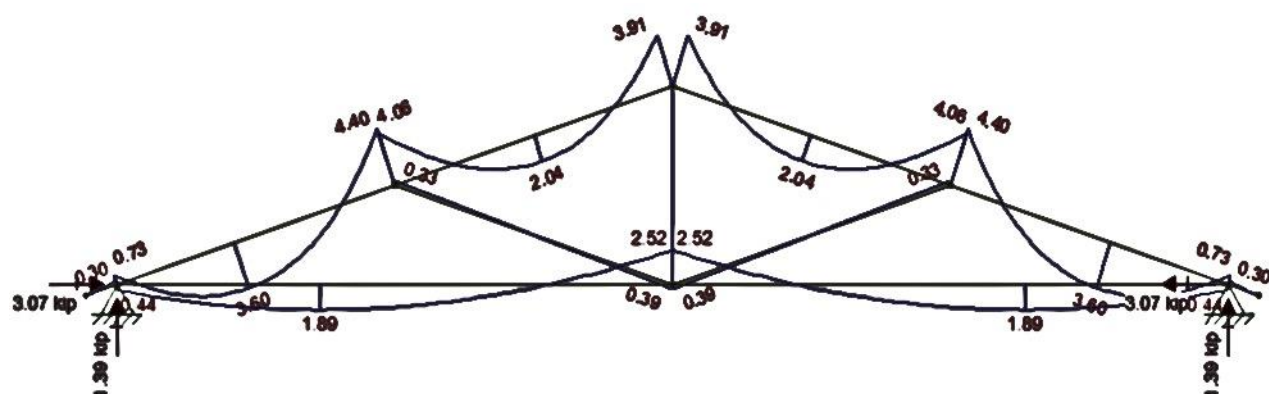
Modelo gerado no Ftool pelo autor.

Figura 50 – Cortante, em kips (*kiloponds*).



Modelo gerado no Ftool pelo autor.

Figura 51 – Momento Fletor, em kips-in (*kilopondsXinchs*).



Modelo gerado no Ftool pelo autor.

Pode-se observar que o primeiro trecho do membro 1-3 (1-2) é o mais carregado da treliça, por isso, utilizaremos esse membro como base para o dimensionamento da treliça. Para isso, iremos verificar o mesmo quanto à flexão, cortante, compressão, deflexão (mínima flecha) e efeitos combinados (flexo-compressão).

1. Flexão do Membro 1-3 (trecho 1-2):

Primeiramente, seleciona-se uma secção e a espécie já citada: 2x6 Douglas Fir-Larch, estrutural número 1 (cujas resistências estão indicadas na tabela 9).

Propriedades da secção:

- $A = 1.5 \times 5.5 = 8.25 \text{ in}^2$ (polegadas quadradas)

- $S_{xx} = 7.56 \text{ in}^3$ (módulo da seção)
- $I_{xx} = 20.8 \text{ in}^4$ (inércia)

Pela figura 50, observa-se que o momento máximo é 4.4 k-in, portanto:

$$f_b = \frac{M_{máx}}{S_{xx}} = \frac{4.4 \text{ k-in}}{7.56 \text{ in}^3} = 0.582 \frac{\text{k}}{\text{in}^2} \rightarrow f_b = 582 \text{ psi}$$

$$F'_b = F_b C_D C_M C_t C_l C_F C_{fu} C_i C_r$$

Talvez esta seja a parte mais tediosa no cálculo do sistema Wood Frame pelas normas Norte-Americanas, pois é preciso ir ao NDS (Comentário, Manual, Suplemento e Provisões Especiais) para justificar os valores dos fatores de majoração e minoração. As justificativas abaixo serão utilizadas para grande parte do estudo de caso:

- $C_d = 1.15$ (carregamento de neve governa, NDS Comentário, Tabela 2.3.2, página 11);
- $C_m = 1.0$ (condições de umidade previstas para serem abaixo de 19%, NDS Suplemento, Tabela 4A, página 30);
- $C_t = 1.0$ (condições de temperatura previstas para serem abaixo de 100° F ou 37.7°C, NDS Comentário, Tabela 2.3.3., página 11);
- $C_l = 1.0$ (em teoria, o travamento lateral é garantido pelos compensados, plywood, no entanto, seremos mais conservadores e calcularemos pelo fator de estabilidade de vigas, visto no tópico 2.8.1.11, NDS Comentário, Tópico 3.3.3.2, página 15);
- $C_f = 1.3$ (dimensão da seção, NDS Suplemento, Tabela 4A, página 30);
- $C_{fu} = 1.0$ (vão será carregado em seu eixo de menor inércia, “deitado”, NDS Suplemento, Tabela 4A, página 30);
- $C_i = 1.0$ (elemento não tratado, íntegro, NDS Comentário, Tópico 4.3.8, página 29);
- $C_r = 1.15$ (membro repetido, espaçamento menor ou igual a 24”, NDS Comentário, Tópico 4.3.9, página 30).

Portanto:

$$R_B = \sqrt{\frac{l_e d}{b^2}} = \sqrt{\frac{\left[\frac{(14.23)}{2}(12)\right](5.5)}{1.5^2}} = 14.44 < 50.0 \text{ (para flexão)}$$

$$C_T = 1 + \frac{2300 L_e}{0.59 E} = 1 + \frac{2300 \left[\frac{(14.23)}{2}(12)\right]}{0.59 (1,700,000.0)} = 1.196$$

$$E'_{min} = E_{min} C_M C_t C_i C_T = 620,000.00 (1.0)(1.0)(1.0)(1.196) = 741,473.02 \text{ psi}$$

$$F_{bE} = \frac{1.20 E'_{min}}{R_B^2} = \frac{1.20(741,473.02)}{14.44^2} = 4,261.28 \text{ psi}$$

$$F_b^* = F_b C_D C_M C_t C_F C_{fu} C_i C_r = 1,000.00 (1.15)(1.3)(1.15) = 1719.25 \text{ psi}$$

$$\frac{F_{bE}}{F_b^*} = \frac{4,261.28}{1719.25} = 2.4785$$

$$\begin{aligned} C_L &= \frac{1 + (F_{bE}/F_b^*)}{1.9} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{bE}/F_b^*)}{1.9}\right]^2 - \frac{(F_{bE}/F_b^*)}{0.95}} = \\ &= \frac{1 + (2.4785)}{1.9} - \sqrt{\left[\frac{1 + (2.4785)}{1.9}\right]^2 - \frac{(2.4785)}{0.95}} = \\ &= 1.830 - \sqrt{[1.830]^2 - 2.608} = 0.968 \end{aligned}$$

Finamente:

$$F'_b = F_b^* C_L = 1719.25 (0.968) = 1,664.3 \text{ psi}$$

Como:

$F'_b = 1,664.3 \text{ psi} > f_b = 582 \text{ psi} \rightarrow \text{Membro suporta flexão}$

2. Cortante no Membro 1-4 (trecho que recebe o apoio da parede estrutural):

Pelo diagrama de cortante, é possível observar que a reação no nó 1 equivale a 1.39 kips (carga conservativa se adotada integralmente para o apoio, visto que o cortante real ocorre a uma distância “d” do suporte), portanto, utilizando semelhança de triângulos, V real equivale a 96% de logo:

$$f_v = \frac{3V_{real}}{2bd} = \frac{1.5 (1.39)(0.96)}{8.25} = 0.242 \text{ ksi} = 242 \text{ psi}$$

$$F'_v = F_v C_D C_M C_t C_i = 180 (1.15) = 207 \text{ psi}$$

Perceba que o cortante suportado pelo elemento é maior do que sua solicitação. Essa situação é muito comum em telhados, por isso, no tópico 3.10.1.3 (página 23) do Comentário do NDS, isso pode ocorrer desde que na região do apoio da treliça sejam instalados placas metálicas ou cintas para a melhor distribuição dessas tensões, desde de que f_v não seja inferior 75% de F'_v .

Como nossa relação está em 85%, optaremos por permanecer com essa seção e deve-se instalar cintas nas regiões de apoios. Há projetistas mais conservadores que podem optar por outras soluções, como escolha de uma seção maior ou mudança do material de madeira serrada para madeira composta, entre outras. Para fins práticos, e tomando como base o caráter conservador deste projeto, permaneceremos com a mesma seção.

3. Compressão do Membro 1-3 (trecho 1-2):

Pelo diagrama de carregamento axial, nosso perfil está submetido a uma solicitação de 3.33 kips, portanto:

$$f_c = \frac{P}{A} = \frac{3.33}{8.25} = 0.4036 \text{ ksi} = 403.6 \text{ psi}$$

$$F'_c = F_c C_D C_M C_t C_F C_i C_P$$

- $CI = 1.1$ (apesar da seção ser a mesma, o membro está suportando compressão nessa verificação, então, adotar CI para F'_c , NDS Suplemento, Tabela 4A, página 30);
- $C_p = 1.0$ (em teoria, o travamento lateral é garantido pelos compensados, plywood, no entanto, seremos mais conservadores e calcularemos pela fórmula do fator de estabilidade de colunas, visto no tópico 2.8.1.12, NDS Comentário, Tópico 3.3.3.2, página 15).

$$F_{cE} = \frac{0.822 E'_{min}}{(l_e/d)^2} = \frac{0.822 (741,473.02 \text{ lbs/in}^2)}{\left(\left[\frac{(14.23 \text{ ft})}{2} (12 \text{ in/ft}) \right] / (5.5 \text{ in}) \right)^2} = 2,529.18 \text{ psi}$$

$$F_c^* = F_c C_D C_M C_t C_F C_i = 1,500 (1.15)(1.1) = 1,897.5 \text{ psi}$$

$$\frac{F_{cE}}{F_c^*} = \frac{2,529.18}{1,897.5} = 1.332$$

$$\begin{aligned} C_P &= \frac{1 + (F_{cE}/F_c^*)}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{cE}/F_c^*)}{2c} \right]^2 - \frac{(F_{cE}/F_c^*)}{c}} = \\ &= \frac{1 + (1.332)}{2(0.8)} - \sqrt{\left[\frac{1 + (1.332)}{2(0.8)} \right]^2 - \frac{(1.332)}{0.8}} = \\ &= 1.458 - \sqrt{[1.458]^2 - 1.665} = 0.779 \end{aligned}$$

Finalmente:

$$F'_c = F_c^* C_P = 1,897.5 (0.779) = 1,478.15 \text{ psi}$$

$F'_c = 1,478.15 \text{ psi} > f_c = 403.6 \text{ psi} \rightarrow \text{Membro suporta compressão}$
--

4. Deflexão (flecha) dos Membros 1-3 (trecho 1-2) e 1-4:

O NDS não estabelece critério de deflexão máxima (exceto para casos em que há painéis de gesso no teto, em que não se deve ultrapassar 1 polegada, evitando fissurações no gesso), contudo, ele apresenta recomendações de serviço. Por isso, verificaremos duas deflexões quanto à suas cargas variáveis (L): a do telhado (membro 1-3, trecho 1-2, e mais carregado) e o teto (membro 1-4, por esse receber o painel de gesso).

$$E' = EC_M C_t C_i = 1,700,000.00 (1.0) = 1,700,000.00 \text{ psi}$$

Membro 1-3 (trecho 1-2):

Para termos de simplificação, supõem-se que o membro tenha a configuração de um viga biapoiada, carregada uniformemente:

$$\Delta_{L1} = \frac{5 W_L L^4}{384 E' I_{XX}} \rightarrow W_L = L_{\text{telhado}} \text{ Espaçamento} = 20 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}^2} \left(\frac{24 \text{ in}}{12 \text{ in/ft}} \right) = 40 \text{ lbs/ft}$$

$$\Delta_{L1} = \frac{5 \left(40 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}} \right) (6.75 \text{ ft})^4}{384 \left(1,700,000 \frac{\text{lbs}}{\text{in}^2} \right) (20.8 \text{ in}^4)} = \frac{5 \left(40 \frac{\text{lbs}}{12 \text{ in}} \right) [6.75 \text{ ft} (12 \text{ in/ft})]^4}{384 \left(1,700,000 \frac{\text{lbs}}{\text{in}^2} \right) (20.8 \text{ in}^4)} = 0.052 \text{ in}$$

$$\Delta_{\text{permitido}} = \frac{L}{240} = \frac{(6.75 \text{ ft})(12 \text{ in/ft})}{240} = 0.33 \text{ in}$$

$\Delta_{L1} = 0.052 \text{ in} < \Delta_{\text{permitido}} = 0.33 \text{ in} \rightarrow \text{Membro suporta deflexão}$

Membro 1-4 (suporte do painel de gesso):

O membro 1-4 não pode possuir deflexão superior a 1.0 polegada (in), caso o contrário, isso ultrapassará o recomendado de deflexão para o painel de gesso, e ele poderá fissurar. Para termos de simplificação, supõem-se que o membro tenha a configuração de um viga biapoiada, carregada uniformemente:

$$\Delta_{L2} = \frac{5 W_L L^4}{384 E' I_{XX}} \rightarrow W_L = 10 \text{ lbs/ft (esse trecho possui esse carregamento somente)}$$

$$\Delta_{L1} = \frac{5 \left(10 \frac{\text{lbs}}{12 \text{ in}} \right) [13.5 \text{ ft} (12 \text{ in/ft})]^4}{384 \left(1,700,000 \frac{\text{lbs}}{\text{in}^2} \right) (20.8 \text{ in}^4)} = 0.21 \text{ in}$$

$$\Delta_{\text{permitido}} = \frac{L}{240} = \frac{(13.5 \text{ ft})(12 \text{ in/ft})}{240} = 0.67 \text{ in}$$

Como Δ_{L1} não excedeu 1.0 in, o membro não acarretará rompimento ou fissuramento do painel de gesso. Portanto:

$\Delta_{L2} = 0.21 \text{ in} < \Delta_{\text{permitido}} = 0.67 \text{ in} < 1.0 \text{ in} \rightarrow \text{Membro suporta deflexão}$

5. Efeitos Combinados (Flexo-compressão) Membro 1-3 e (trecho 1-2):

Verifica-se o membro 1-3 (trecho 1-2) quanto à flexo-compressão, por esse ser o membro mais carregado. Doravante, ambas as equações devem ser atendidas:

$$\left[\frac{f_c}{F'_c} \right]^2 + \frac{f_{b1}}{F'_{b1} [1 - (f_c/F_{cE1})]} + \frac{f_{b2}}{F'_{b2} [1 - (f_c/F_{cE2}) - (f_{b1}/F_{bE})^2]} \leq 1.0$$

E também:

$$\frac{f_c}{F_{cE2}} + \left(\frac{f_{b1}}{F_{bE}} \right)^2 < 1.0$$

Onde:

$$f_{b1} < F_{bE} = \frac{1.20 E'_{min}}{(R_B)^2} = 4,261.28 \text{ psi}$$

(calculado no item fator de estabilidade de vigas, para flexão do membro 1 – 3)

$$f_c < F_{cE1} = \frac{0.822 E'_{min}}{(l_{e1}/d_1)^2} = 2,529.18 \text{ psi}$$

(calculado no item fator de estabilidade de colunas, para compressão do membro 1 – 3)

Como esse membro não recebe cargas em seu eixo de menor inércia, a segunda parcela da primeira equação equivale a zero, assim como a primeira parcela da segunda equação. Portanto:

$$\left[\frac{f_c}{F'_c}\right]^2 + \frac{f_{b1}}{F'_{b1}[1 - (f_c/F_{cE1})]} + 0 \leq 1.0, \quad \text{e} \quad 0 + \left(\frac{f_{b1}}{F_{bE}}\right)^2 < 1.0$$

E também:

$$f_b = 582 \text{ psi (calculado no item de flexão do membro 1 – 3)}$$

$$F'_b = 1,664.3 \text{ psi (calculado no item de flexão do membro 1 – 3)}$$

$$f_c = 403.6 \text{ psi (calculado no item de compressão do membro 1 – 3)}$$

$$F'_c = 1,478.15 \text{ psi (calculado no item de compressão do membro 1 – 3)}$$

Portanto:

$$\left[\frac{f_c}{F'_c}\right]^2 + \frac{f_{b1}}{F'_{b1}[1 - (f_c/F_{cE1})]} = \left[\frac{403.6}{1,478.15}\right]^2 + \frac{582}{1,664.3 \left[1 - \left(\frac{403.6}{2,529.1}\right)\right]} = 0.27 + 0.41$$

$$= 0.689 < 1.0 \text{ (okay)}$$

E também:

$$\left(\frac{f_{b1}}{F_{bE}}\right)^2 = \left(\frac{582}{1,664.3}\right)^2 = 0.122 < 1.0 \text{ (okay)}$$

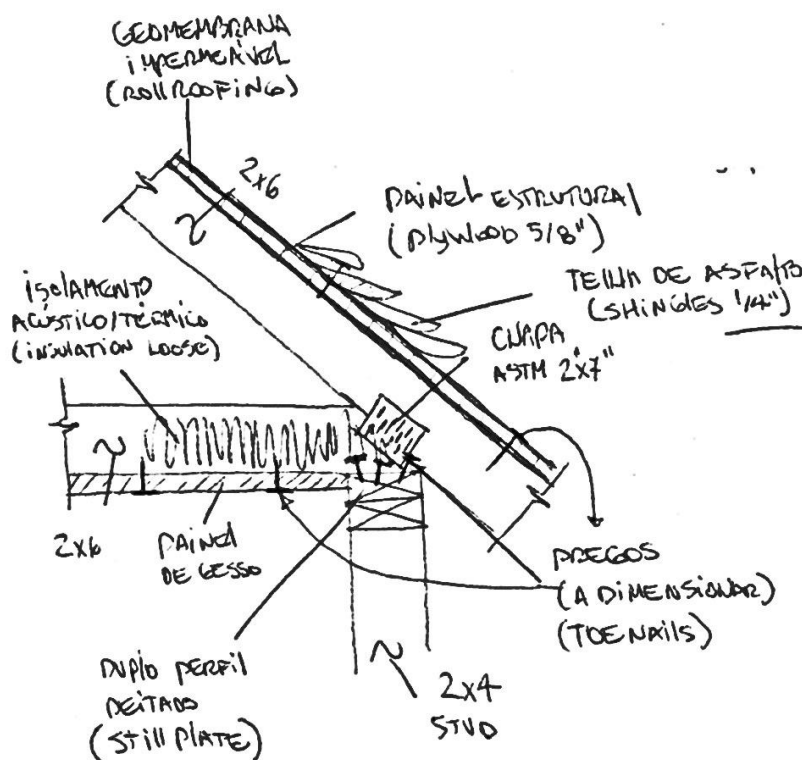
Aqui, pode-se destacar na primeira equação que o membro 1-3 (no trecho 1-2, e mais carregado) está utilizando cerca de 70% de sua capacidade estrutural (27% em compressão e 41% para flexão), contabilizando os efeitos de flexo-compressão. Portanto, a seção escolhida para a treliça, no caso, 2x6 Madeira Serrada, DF-L, Estrutural nº1, é mais do que adequada para as regiões dos banzos da treliça.

Poder-se-ia optar por uma seção menor em razão das cargas serem pequenas (por exemplo, uma seção 2x4). Contudo, há um histórico de problemas

estruturais para treliças confeccionadas em 2x4 nos EUA (ocorrência de fissuração nos revestimentos em regiões entre as janelas e o final do telhado em residências deste porte). Talvez se optássemos por escolher um perfil menor que 2x6 para as regiões de banzo, estas poderiam não ter sido adequados quanto aos efeitos da flexo-compressão, em razão de perfis serem muito esbeltos. Contudo, cabe ao projetista verificar se seções menores são adequadas para a estrutura, desde que seguras.

Finalmente, escolhe-se a seção 2x6 (3.8cm x 14cm) para as regiões de banzo (superior e inferior), e as seção 2x4 (3.8cm x 9.0cm) para os perfis da região interna da treliça (membros 2-4, 3-4 e 5-4), pelo carregamento destes ser muito inferior ao membro 1-3 verificado. Treliças devem ser espaçadas a uma distância de 24 polegadas (60cm), centro ao centro. A figura 52 abaixo indica o detalhe do corte do telhado no nó 1:

Figura 52 – Detalhe esquemático do telhado e seus materiais.



Croqui gerado pelo autor.

Figura 53 – Representação do modelo do telhado.



Projeto exemplo gerado pelo SketchUp.

3.5. Dimensionamento dos Painéis Estruturais (Compensados – Plywood)

Como mencionado anteriormente, escolhe-se a espessura do painel com base no carregamento e espaçamento dos membros de suporte. E após, define-se a conexão entre os painéis e os suportes (tamanho do prego e distância entre os pregos tanto nas bordas quanto no centro do painel) com base na unidade de cisalhamento. Para ambos procedimentos, há tabelas para tal seleção, o que torna o dimensionamento dos painéis estruturais muito simples.

3.5.1. Painéis do telhado

As cargas do telhado já tinham sido definidas em tópicos anteriores, portanto:

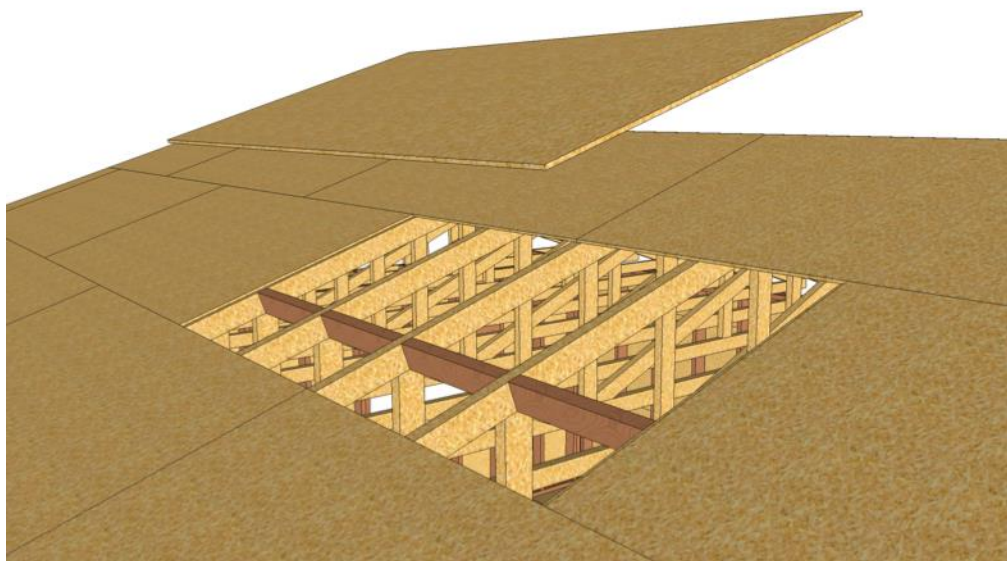
- Fixas (D) = 4.65 psf;
- Móveis (L) = 20 psf;
- Neve (S) = 30 psf;
- Vento (W) = +4.25 psf;
- TOTAL = 44.1 psf (por combinação).

Com base na tabela 6, para suportes espaçados 24" (polegadas), para uma carga variável máxima de 40 psf (dobro da carga que o painel será submetido),

escolhe-se uma espessura de 7/16" (polegadas). Opta-se, no entanto, pela escolha de painéis travados (para reduzir efeitos deslocamentos diferenciais). O travamento pode ser a escolha de painéis com bordas tipo "macho-fêmea", ou caso essa opção não seja possível, travar os painéis com madeira serrada 2x4 nas regiões entre suportes (onde não há apoio). Outro fato importante na seleção diz respeito à agressividade: como o painel encontra-se no telhado (onde poderá entrar em contato com umidade durante a vida útil do elemento), recomenda-se a fabricação de produto com adesivos resistentes à umidade.

Em resumo: compensados estruturais resistentes a umidade 4'x8' (1.22m x 2.43m), 7/16" (1.11 cm) de espessura mínima, travados em madeira serrada 2x4 (3.8cm x 9.0cm) na regiões sem apoio (nos encontros dos mesmos), no telhado, orientados na direção maior perpendicularmente às treliças pré-fabricadas.

Figura 54 – Representação do modelo do painel estrutural do telhado.

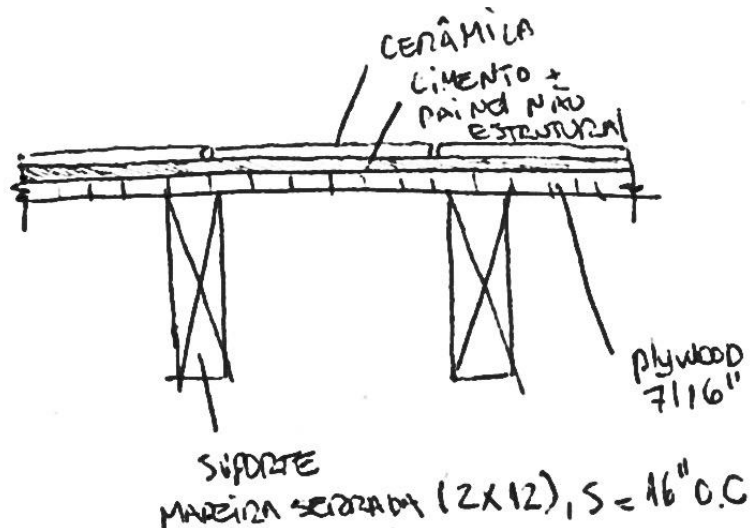


Projeto exemplo gerado pelo SketchUp.

3.5.2. Painéis do piso

O procedimento para a seleção dos painéis do piso é igual ao do telhado. Veja o corte esquemático para a definição das cargas:

Figura 55 – Detalhe esquemático do piso e seus materiais.



Croqui gerado pelo autor.

- Fixas (D) = 20.21 psf;
- Móveis (L) = 50 psf;
- TOTAL = 70.21 psf (por combinação).

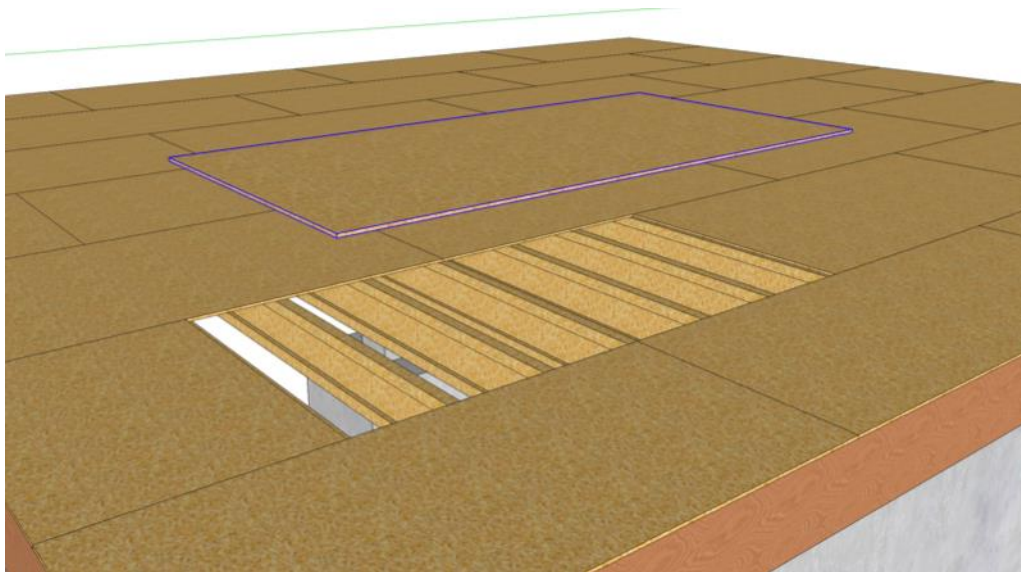
Com base na tabela 6, para suportes espaçados 16" (polegadas), para uma carga variável máxima de 100 psf (dobro da carga que o painel será submetido), escolhe-se uma espessura de 7/16" (polegadas). Opta-se, no entanto, pela escolha de painéis travados (para reduzir efeitos deslocamentos diferenciais). O travamento pode ser a escolha de painéis com bordas tipo "macho-fêmea", ou caso essa opção não seja possível, travar os painéis com madeira serrada 2x4 nas regiões entre suportes (onde não há apoio). Outro fato importante na seleção diz respeito à agressividade: como o painel encontra-se no piso, e não há porão, portanto o painel poderá entrar em contato com umidade do solo durante sua vida útil, por isso recomenda-se a fabricação de produto com adesivos resistentes à umidade. Contudo, como o piso, por norma, tem que estar a uma altura de pelo menos 3 pés (92 cm) do solo, fica à critério do projetista optar por adesivos resistentes a umidade ou não.

Outro fator que influenciou a escolha dessa espessura foi a facilidade de gerenciar o painel em campo. Como tanto os painéis do telhado, quanto do piso (e

também das paredes estruturais) têm a mesma espessura, isso evitará erros em campo.

Em resumo: compensados estruturais resistentes a umidade 4'x8' (1.22m x 2.43m), 7/16" (1.11 cm) de espessura mínima, travados em madeira serrada 2x4 (3.8cm x 9.0cm) na regiões sem apoio e de encontro dos mesmos, no piso, orientados na direção maior perpendicularmente às vigas 2'x12' (que serão dimensionadas ainda).

Figura 56 – Representação do modelo do painel estrutural do piso.



Projeto exemplo gerado pelo SketchUp.

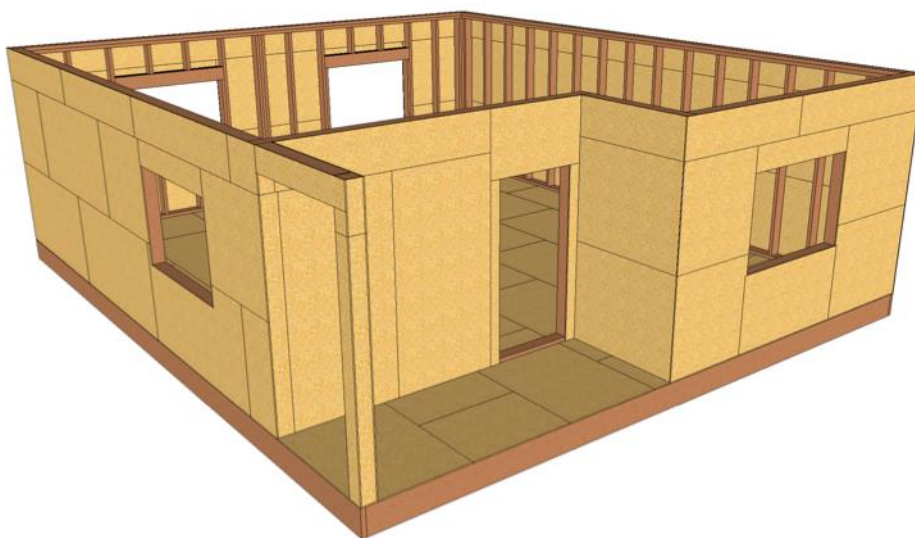
3.5.3. Painéis das paredes estruturais

As cargas atuando nas paredes são, unicamente cargas horizontais, no caso, pressões de vento. Porém, como a carga de vento máxima é de 18.43 psf (já determinadas no tópico de cargas horizontais), a capacidade do painel de espessura de 7/16" é bem superior ao carregamento que ele será submetido. Todavia, a espessura mínima anterior a 7/16" é 3/8", no entanto, os painéis das paredes estruturais também terão espessura mínima de 7/16" por questões construtivas já mencionadas. Por fim, deve-se verificar se o mesmo painel suportará ao cisalhamento exercido no combate aos esforços horizontais através da unidade de cisalhamento. Esses painéis, em termos de agressividade, também estão na mesma

situação dos painéis do telhado, por isso, devem ser fabricados com adesivos resistentes à umidade.

Finalmente, em resumo: compensados estruturais resistentes a umidade, 4'x8' (1.22m x 2.43m), 7/16" (1.11 cm) de espessura mínima, travados em madeira serrada 2x4 (3.8cm x 9.0cm) na regiões de encontro dos painéis (não suportados pelos montantes da parede estrutural), orientados na direção maior, perpendicularmente montantes 2'x6' (que ainda serão dimensionadas).

Figura 57 – Representação do modelo do painel estrutural das paredes.



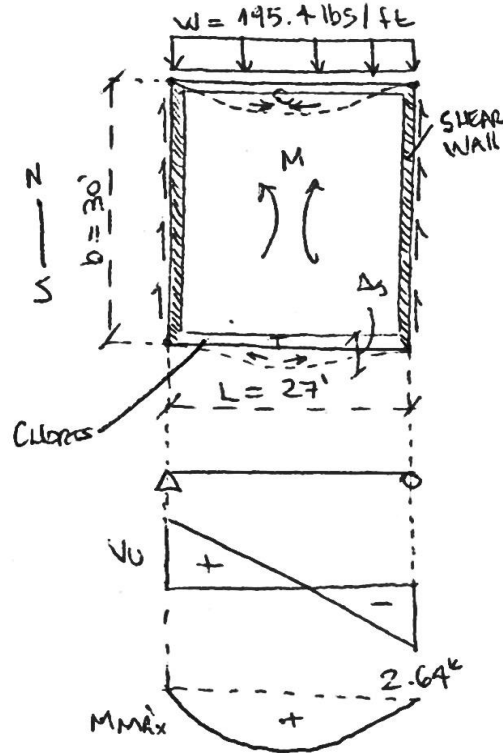
Projeto exemplo gerado pelo SketchUp.

3.5.4. Conexão entre os painéis

A determinação das condições de conexão dos painéis esta relacionada com a unidade de cisalhamento, anteriormente mencionada. Essa unidade governará o espaçamento entre os pregos, que serão elementos de coesão entre os suportes e os painéis (formando assim, o diafragma estrutural). Será determinada a unidade crítica de cisalhamento entre as direções de pressões de vento. Observe:

Direção Norte-Sul:

Figure 58 – Detalhe esquemático da incidência de vento na fachada Norte-Sul.



Croqui gerado pelo autor.

Como explicado anteriormente, a força de vento, ao incidir na fachada da estrutura, gera resultantes (exercidas pelas paredes estruturais), em que serão distribuídas ao longo do comprimento das paredes. Portanto, assume-se que as paredes sejam simplificadas para uma viga biapoiada, então:

$$R_u = V_U = \left[195.4 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}} (27 \text{ ft}) \right] \frac{1}{2} = 2,637.9 \text{ lbs} \text{ (reação em cada parede)}$$

$$v_U = \frac{V_U}{b} = \frac{2,637.9 \text{ lbs}}{30 \text{ ft}} = 87.93 \text{ lbs/ft} \text{ (unidade cisalhante)}$$

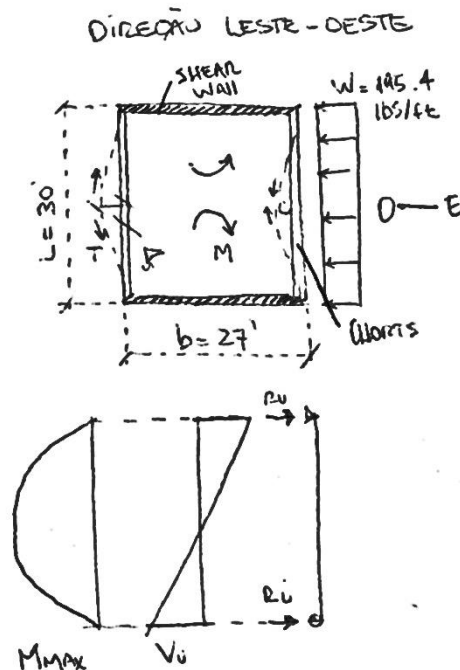
$$M_{\text{máx}} = \frac{WL^2}{8} = \frac{(195.4 \text{ lbs/ft}) (27 \text{ ft})^2}{8} = 17,805.83 \text{ lbs} - \text{ft}$$

$$T = C = \frac{M_{\text{máx}}}{b} = \frac{17,805.83 \text{ lbs} - \text{ft}}{27 \text{ ft}} = 732.75 \text{ lbs}$$

(tração e compressão nas "chorts", vigas deitadas)

Direção Leste-Sul:

Figura 59 – Detalhe esquemático da incidência de vento na fachada Leste-Oeste.



Croqui gerado pelo autor.

$$R_u = V_u = \left[195.4 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}} (30 \text{ ft}) \right] \frac{1}{2} = 2,931 \text{ lbs} \text{ (reação em cada parede)}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b} = \frac{2,931 \text{ lbs}}{27 \text{ ft}} = 108.55 \text{ lbs/ft} \text{ (unidade cisalhante)}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{WL^2}{8} = \frac{(195.4 \text{ lbs/ft}) (30 \text{ ft})^2}{8} = 21,982.5 \text{ lbs} - \text{ft}$$

$$T = C = \frac{M_{\text{máx}}}{b} = \frac{21,982.5 \text{ lbs} - \text{ft}}{27 \text{ ft}} = 814.17 \text{ lbs}$$

(tração e compressão nas "chorts", vigas deitadas)

Pode-se observar, portanto, que a direção crítica de pressões de vento será a Leste-Oeste, por apresentar maior comprimento de fachada, e, conseqüentemente, as paredes estruturais dessa direção estarão sujeitas a maiores unidades

cisalhantes. Portanto, a direção Leste-Oeste governa o dimensionamento da conexão dos painéis.

Logo, as paredes sujeitas a maior unidade cisalhante são as fachadas Norte e Sul, indicadas na figura 39. Perceba que as regiões escuras delimitam a efetividade do painel, e são elas que combaterão toda a unidade cisalhante. A reação na parede, então, é dividida pelo somatório dos comprimentos dos painéis para a determinação do espaçamento entre os pregos em cada painel.

A norma prevê, minimamente, pregos comuns tamanho 6d (comprimento $l=2''$ e diâmetro $D=0.113''$) espaçados 6'' centro a centro nas bordas do painel, e 12'' centro a centro dos pregos no centro do painel. Partiremos desse mínimo, e, caso a unidade cisalhante atuando nos painéis seja maior que o mínimo espaçamento, diminuímos a espaçamento entre os pregos, aumentando, assim, a capacidade resistente ao cisalhamento do painel.

De acordo com a figura 39, calcula-se a unidade cisalhante pela equação:

Fachada Norte:

$$v_{Norte} = \frac{R_U}{\sum b_i} = \frac{2,931 \text{ lbs}}{b_1 + b_2 + b_3} = \frac{2,931 \text{ lbs}}{5 + 8 + 4} = 173 \text{ lbs/ft}$$

De acordo com a tabela 4.2A (NDS Provisão Especial, página 18), para pregos comuns 6d, com penetração mínima de 1.25'', espessura mínima do painel de 5/16'', travamento no painel, caso 2 (arranjo dos painéis), e espaçamento de 6'' centro a centro na borda e 12'' centro a centro na região central do painel, tem-se o valor nominal da capacidade:

$$v_{nominal} = 520 \text{ lbs/ft}$$

Logo:

$$v_{real} = \frac{v_{nominal}}{2} = \frac{520 \text{ lbs/ft}}{2} = 260 \text{ lbs/ft} > v_{Norte}$$

Como v_{Norte} é inferior ao v_{real} para as condições de contorno descritas, delimitam-se as mesmas condições de espaçamento e prego para a conexão dos painéis da fachada Norte.

Em resumo: usar painel estrutural 7/16" (estrutural, resistente a umidade, orientados no eixo maior perpendicular aos montantes), com pregos comuns 6d espaçados 6" centro a centro nas bordas, e 12" centro a centro no região central do painel.

Fachada Sul:

$$v_{sul} = \frac{R_U}{\sum b_i} = \frac{2,931 \text{ lbs}}{b_1 + b_2} = \frac{2,931 \text{ lbs}}{6 + 4} = 293.1 \text{ lbs/ft}$$

Perceba que esse valor foi superior ao da fachada Norte, portanto, deve-se optar por um menor espaçamento entre os pregos ou escolher pregos maiores. Escolheremos diminuir o espaçamento.

De acordo com a tabela 4.2A (NDS Provisão Especial, página 18), para pregos comuns 6d, com penetração mínima de 1.25", espessura mínima do painel de 5/16", travamento no painel, caso 2 (arranjo dos painéis), e espaçamento de 4" centro a centro na borda e 12" centro a centro na região central do painel, tem-se o valor nominal da capacidade:

$$v_{nominal} = 700 \text{ lbs/ft}$$

Logo:

$$v_{real} = \frac{v_{nominal}}{2} = \frac{700 \text{ lbs/ft}}{2} = 350 \text{ lbs/ft} > v_{sul}$$

Como v_{sul} é inferior ao v_{real} para as condições de contorno descritas, delimitam-se as mesmas condições de espaçamento e prego para a conexão dos painéis da fachada Sul.

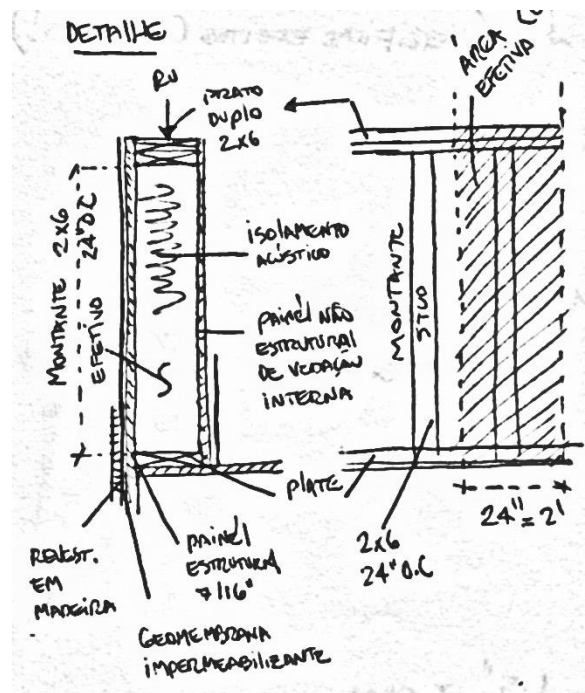
Em resumo: usar painel estrutural 7/16" (estrutural, resistente a umidade, orientados no eixo maior perpendicular aos montantes), com pregos comuns 6d espaçados 4" centro a centro nas bordas, e 12" centro a centro no região central do painel.

Para as outras fachadas, como a unidade cisalhante é menor, utilizam-se as condições mínimas da fachada Norte.

3.6. Dimensionamento dos Montantes

O dimensionamento dos montantes é muito simples. Segue a mesma filosofia do dimensionamento de vigas no sistema wood frame. Primeiro seleciona-se uma seção, posteriormente, verifica-se se a seção selecionada resiste aos esforços de compressão, flexão (ações horizontais), efeitos combinados (flexo – compressão) e cortante (conexão - pregos). A figura 60 abaixo indica o corte esquemático e um montante e a área de contribuição de carga sobre o montante.

Figura 60 – Detalhe esquemático dos montantes nas paredes estruturais.



Croqui gerado pelo autor.

Primeiramente, delimitam-se as cargas no montante. Há a reação de 1.39 kips do telhado, mais o peso próprio da parede com todos os materiais ($D = 16.6$ psf) mais os dois *chords* (vigas deitadas) com carga distribuída equivalente a 1.72 lbs/ft (peso específico DF-L igual a 30lbs/ft³). Portanto, a carga em lbs/ft pode ser calculada:

$$P = \frac{1.39 (1,000) \text{ lbs}}{2 \text{ ft}} + 16.6 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}^2} (2 \text{ ft}) + 2 \left(1.72 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}} \right) = 731.64 \text{ lbs/ft}$$

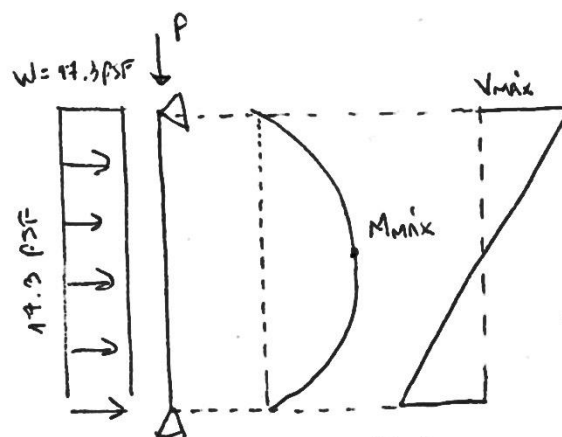
O carregamento acima é a reação do telhado somado às paredes estruturais. Esse valor é importante pois, além de o utilizarmos para dimensionar os montantes, ele será utilizado como uma das componentes para o dimensionamento das sapatas corridas posteriormente (que não faz parte do escopo desse projeto, contudo, o projetista deve ter conhecimento dessa informação).

Optou-se por continuar com a mesma seção dos banzos da treliça: 2x6 DF-L, estrutural, nº1, espaçados 24" centro a centro. Os montantes tem 10 ft (3.05m) de comprimento. Agora, verifica-se a seção:

1. Flexão do montante:

Os montantes sofrerão flexão devido às solicitações horizontais, no caso, a pressão do vento. Veja a figura 61 abaixo:

Figura 61 – Detalhe esquemático do montante.



Croqui gerado pelo autor.

A comprimento de contribuição de cada montante será 2ft, portanto:

$$W = q L = 17.3 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}^2} (2\text{ft}) = 34.6 \text{ lbs/ft}$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{WL_e}{2} = \frac{34.6 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}} (10\text{ft})}{2} = 173 \text{ lbs} \text{ (pregos deverão suportar essa carga)}$$

$$M_{\max} = \frac{WL_e^2}{2} = \frac{34.6 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}} (10\text{ft})^2}{8} = 432.5 \text{ lbs} - \text{ft} = 5,190 \text{ lbs} - \text{in}$$

$$f_b = \frac{M_{\max}}{S_{xx}} = \frac{5,190 \text{ lbs} - \text{in}}{7.56 \text{ in}^3} = 686.5 \text{ psi}$$

$$F_b^* = F_b C_D C_M C_t C_F C_{fu} C_i C_r = 1,000.00 (1.15)(1.3)(1.15) = 1,719.25 \text{ psi}$$

Portanto:

$$R_B = \sqrt{\frac{l_e d}{b^2}} = \sqrt{\frac{[10(12)](5.5)}{1.5^2}} = 17.12 < 50.0 \text{ (para flexão)}$$

$$C_T = 1 + \frac{2300 L_e}{0.59 E} \rightarrow L_e \leq 96'' \rightarrow 1 + \frac{2300[96]}{0.59 (1,700,000.0)} = 1.22$$

$$E'_{\min} = E_{\min} C_M C_t C_i C_T = 620,000.00 (1.0)(1.0)(1.0)(1.22) = 756,400.00 \text{ psi}$$

$$F_{bE} = \frac{1.20 E'_{\min}}{R_B^2} = \frac{1.20(756,400.00)}{17.12^2} = 3,096.88 \text{ psi}$$

$$\frac{F_{bE}}{F_b^*} = \frac{3,096.88}{1,719.25} = 1.801$$

$$\begin{aligned} C_L &= \frac{1 + (F_{bE}/F_b^*)}{1.9} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{bE}/F_b^*)}{1.9}\right]^2 - \frac{(F_{bE}/F_b^*)}{0.95}} = \\ &= \frac{1 + (1.801)}{1.9} - \sqrt{\left[\frac{1 + (1.801)}{1.9}\right]^2 - \frac{(1.801)}{0.95}} = \\ &= 1.474 - \sqrt{[1.474]^2 - 1.895} = 0.947 \end{aligned}$$

Finamente:

$$F'_b = F_b C_L = 1,719.25 (0.947) = 1,629.5 \text{ psi}$$

Como:

$$F'_b = 1,629.5 \text{ psi} > f_b = 686.5 \text{ psi} \rightarrow \text{Membro suporta flexão}$$

2. Compressão do montante:

$$f_c = \frac{P}{A} = \frac{731.64 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}} (2 \text{ ft})}{8.25 \text{ in}^2} = 177.37 \text{ psi}$$

$$F'_c = F_c C_D C_M C_t C_F C_i C_P$$

$$F_{cE} = \frac{0.822 E'_{min}}{(l_e/d)^2} = \frac{0.822 (741,473.02 \text{ lbs/in}^2)}{([10 \text{ ft}(12 \text{ in/ft})]/(5.5 \text{ in}))^2} = 1,280.35 \text{ psi}$$

$$F_c^* = F_c C_D C_M C_t C_F C_i = 1,500 (1.15)(1.1) = 1,897.5 \text{ psi}$$

$$\frac{F_{cE}}{F_c^*} = \frac{1,280.35}{1,897.5} = 0.674$$

$$\begin{aligned} C_P &= \frac{1 + (F_{cE}/F_c^*)}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{cE}/F_c^*)}{2c} \right]^2 - \frac{(F_{cE}/F_c^*)}{c}} = \\ &= \frac{1 + (0.674)}{2(0.8)} - \sqrt{\left[\frac{1 + (0.674)}{2(0.8)} \right]^2 - \frac{(0.674)}{0.8}} = \\ &= 1.046 - \sqrt{[1.046]^2 - 0.842} = 0.543 \end{aligned}$$

Finalmente:

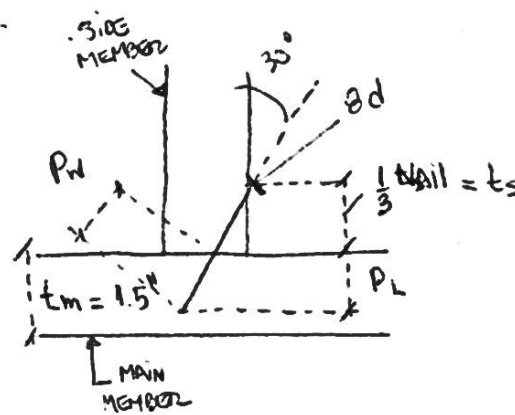
$$F'_c = F_c^* C_P = 1,897.5 (0.543) = 1,032.97 \text{ psi}$$

$$F'_c = 1,032.9 \text{ psi} > f_c = 177.37 \text{ psi} \rightarrow \text{Membro suporta compressão}$$

3. Cortante (conexão – pregos):

Nessa situação, os montantes não estão apoiados no telhado, ou em uma viga abaixo deles, portanto, o cortante total será combatido pela conexão, no caso, pregos. O NDS estabelece número mínimo de pregos em situações com esta, no caso, no mínimo 3 pregos. Nessa situação, os pregos serão inseridos com um ângulo de inclinação (chamados *toe nails*), o que reduz sua capacidade. Observe a imagem:

Figura 62 – Detalhe esquemático do posicionamento do prego no montante (região de ligação).



Croqui gerado pelo autor.

Para a situação acima, escolhem-se pregos comuns 8d (comprimento $l=2.5''$, diâmetro $D=113''$). Logo:

$$Z' = Z C_D C_M C_t C_g C_{\Delta} C_{eg} C_{di} C_{tn}$$

- $Z = 72 \text{ lbs/ prego}$ (pode ser determinado pela fórmula dos módulos de escoamento, *yield mode*, ou a partir da tabela 11N, NDS Comentário, página 105);
- $C_d = 1.6$ (carregamento de vento governa, NDS Comentário, Tabela 2.3.2, página 11);
- $C_m = 1.0$ (condições de umidade previstas para serem abaixo de 19%, NDS Suplemento, Tabela 4A, página 30);

- $C_t = 1.0$ (condições de temperatura previstas para serem abaixo de 100° F ou 37.7° C , NDS Comentário, Tabela 2.3.3., página 11);
- $C_g = 1.0$ (fator de grupo, não aplica para D menor que $0.25''$, NDS Comentário, item 10.3.6, página 66);
- $C_\Delta = 1.0$ (fator de geometria, não se aplica para D menor que $0.25''$, NDS Comentário, item 11.5.1.1, página 84);
- $C_{eg} = 0.67$ (fator de “fim de fibra” / *end grain*, aplica – prego na borda, NDS Comentário, item 11.5.2, página 85);
- $C_{di} = 1.0$ (fator de diafragma, não se aplica, NDS Comentário, item 11.5.3, página 86);
- $C_{tn} = 0.83$ (fator de inclinação de pregos, *toe nail*, aplica, NDS Comentário, item 11.5.4, página 86).

Verifica-se se o prego não irá ultrapassar a espessura do membro principal ($t_m = 1.5''$):

$$P_L = 2.5 \cos 30^\circ - 0.83 = 1.33 < 1.5'' (\text{okay})$$

Finalmente:

$$Z' = Z C_D C_M C_t C_g C_\Delta C_{eg} C_{di} C_{tn} = 72(1.6)(0.67)(0.83) = 64 \text{ lbs/prego}$$

Quantidade mínima de pregos:

$$n^\circ \text{ prefos} = \frac{V_{\text{máx}}}{Z'} = \frac{173 \text{ lbs}}{64 \text{ lbs/prego}} = 2.4 \text{ pregos} \rightarrow 3 \text{ pregos}$$

Usar 3 pregos 8d para conexão de montantes

4. Deflexão (flecha) do montante:

$$E' = E C_M C_t C_i = 1,700,000.00 (1.0) = 1,700,000.00 \text{ psi}$$

$$\Delta_L = \frac{5 W_L L^4}{384 E' I_{XX}} = \frac{5 \left(34.6 \frac{\text{lbs}}{12 \text{ in}} \right) [10 \text{ ft} (12 \text{ in/ft})]^4}{384 \left(1,700,000 \frac{\text{lbs}}{\text{in}^2} \right) (20.8 \text{ in}^4)} = 0.176 \text{ in}$$

$$\Delta_{permitido} = \frac{L}{240} = \frac{(10ft)(12in/ft)}{240} = 0.5 \text{ in}$$

$\Delta_L = 0.176 \text{ in} < \Delta_{permitido} = 0.5 \text{ in} \rightarrow \text{Membro suporta deflexão}$
--

5. Efeitos Combinados do montante:

Como visto anteriormente:

$$\left[\frac{f_c}{F'_c} \right]^2 + \frac{f_{b1}}{F'_{b1} [1 - (f_c/F_{cE1})]} + \frac{f_{b2}}{F'_{b2} [1 - (f_c/F_{cE2}) - (f_{b1}/F_{bE})^2]} \leq 1.0$$

E também:

$$\frac{f_c}{F_{cE2}} + \left(\frac{f_{b1}}{F_{bE}} \right)^2 < 1.0$$

Onde:

$$f_{b1} < F_{bE} = \frac{1.20 E'_{min}}{(R_B)^2} = 3,096.88 \text{ psi}$$

(calculado no item fator de estabilidade de vigas, para flexão do membro 1 – 3)

$$f_c < F_{cE1} = \frac{0.822 E'_{min}}{(l_{e1}/d_1)^2} = 1,280.35 \text{ psi}$$

(calculado no item fator de estabilidade de colunas, para compressão do montante)

Como esse membro não recebe cargas em seu eixo de menor inércia, a segunda parcela da primeira equação equivale a zero, assim como a primeira parcela da segunda equação. Portanto:

$$\left[\frac{f_c}{F'_c} \right]^2 + \frac{f_{b1}}{F'_{b1} [1 - (f_c/F_{cE1})]} + 0 \leq 1.0, \quad \text{e} \quad 0 + \left(\frac{f_{b1}}{F_{bE}} \right)^2 < 1.0$$

E também:

$$f_b = 686.5 \text{ psi} \text{ (calculado no item de flexão do montante)}$$

$$F'_b = 1,629.5 \text{ psi} \text{ (calculado no item de flexão do montante)}$$

$f_c = 177.37 \text{ psi}$ (calculado no item de compressão do montante)

$F'_c = 1,032.97 \text{ psi}$ (calculado no item de compressão do montante)

Finalmente:

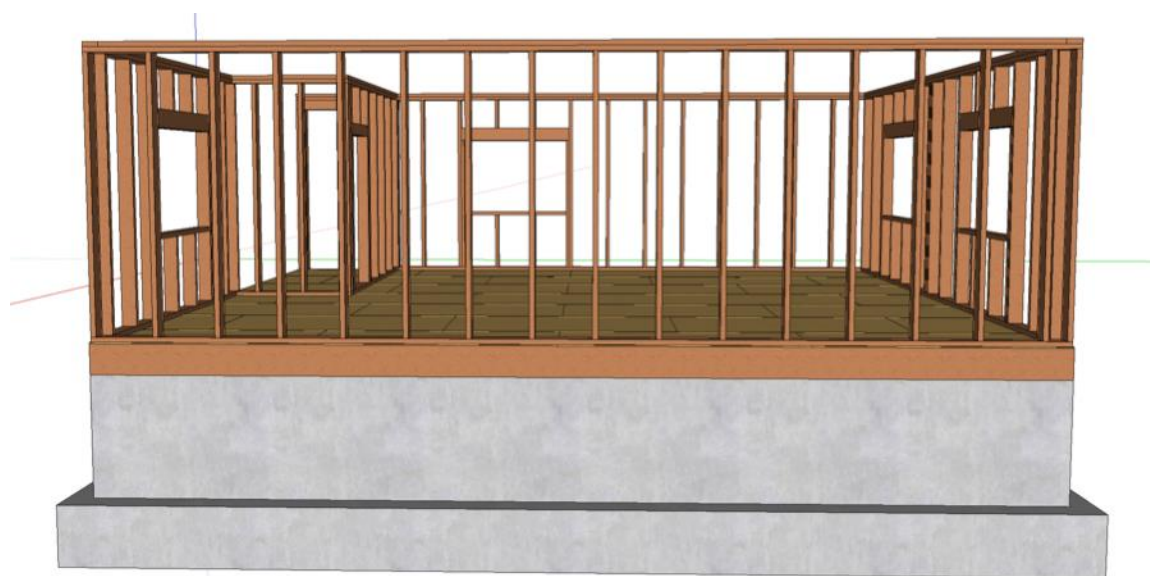
$$\left[\frac{f_c}{F'_c} \right]^2 + \frac{f_{b1}}{F'_{b1} \left[1 - (f_c / F_{cE1}) \right]} = \left[\frac{177.37}{1,032.97} \right]^2 + \frac{686.5}{1,629.5 \left[1 - \left(\frac{177.37}{1,280.35} \right) \right]} = 0.03 + 0.49$$
$$= 0.52 < 1.0 \text{ (okay)}$$

E também:

$$\left(\frac{f_{b1}}{F_{bE}} \right)^2 = \left(\frac{686.5}{3,096.88} \right)^2 = 0.05 < 1.0 \text{ (okay)}$$

Finalmente, escolhe-se a seção 2x6 (3.8cm x 14cm) para os montantes das paredes estruturais, anexados às vigas “deitadas” (*chords* ou *plates*) com 3 pregos comuns 8d. Montantes devem ser espaçadas a uma distância de 24 polegadas (60cm), centro ao centro.

Figura 63 – Representação do modelo de montantes distribuídos nas paredes.

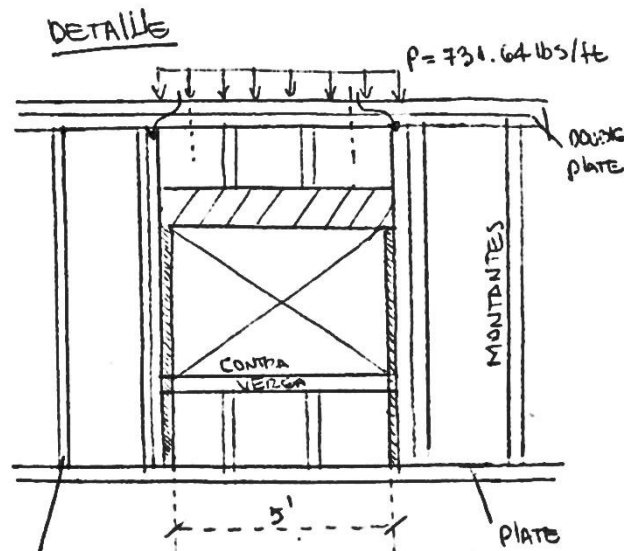


Projeto exemplo gerado pelo SketchUp.

3.7. Dimensionamento das Vergas para janelas

O dimensionamento da verga é igual ao dimensionamento de uma viga normal. Geralmente, esses elementos são formados pelo conjunto de vigas menores, e em nosso caso, dimensionaremos 3 vigas feitas de madeira serrada 2x6, ou seja, (3)2x6, DF-L estrutural, nº1. Veja a figura 64 abaixo:

Figura 64 – Detalhe esquemático da verga (hachurada) e montantes das janelas



Croqui gerado pelo autor.

1. Flexão da verga:

Primeiro, sabe-se que o carregamento distribuído do telhado que irá carregar a verga. Portanto:

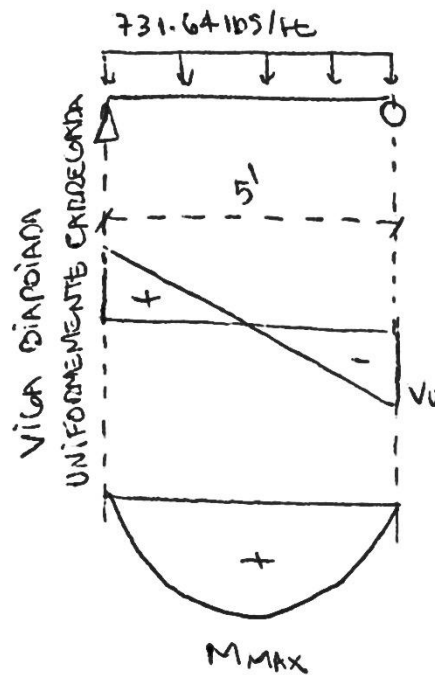
$$V_U = R_U = \frac{WL}{2} = \frac{731.64 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}} (5\text{ft})}{2} = 1,829.1 \text{ lbs}$$

$$M_{\text{máx}} = R_U = \frac{WL^2}{8} = \frac{731.64 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}} (5\text{ft})^2}{8} = 2,286.37 \text{ lbs} - \text{ft} = 27,436.5 \text{ lbs} - \text{in}$$

Como utilizaremos três vigas 2x6 de madeira serrada, o momento máximo é dividido por três:

$$M_{\text{real}} = \frac{M_{\text{máx}}}{3} = \frac{27,436.5 \text{ lbs} - \text{in}}{3} = 9,145.5 \text{ lbs} - \text{in}$$

Figura 65 – Diagramas da verga.



Croqui gerado pelo autor.

Portanto:

$$f_b = \frac{M_{real}}{S_{XX}} = \frac{9,145.5 \text{ lbs} - \text{in}}{7.56 \text{ in}^3} = 1,209.73 \text{ psi}$$

$$F_b^* = F_b C_D C_M C_t C_F C_{fu} C_i C_r = 1,000.00 (1.15)(1.3)(1.15) = 1,719.25 \text{ psi}$$

Portanto:

$$R_B = \sqrt{\frac{l_e d}{b^2}} = \sqrt{\frac{[5(12)](5.5)}{1.5^2}} = 12.11 < 50.0 \text{ (para flexão)}$$

$$C_T = 1 + \frac{2300 L_e}{0.59 E} = 1 + \frac{2300 \left[5 \text{ ft} \left(\frac{12 \text{ in}}{\text{ft}} \right) \right]}{0.59 (1,700,000.0)} = 1.137$$

$$E'_{min} = E_{min} C_M C_t C_i C_T = 620,000.00 (1.0)(1.0)(1.0)(1.137) = 705,304.08 \text{ psi}$$

$$F_{bE} = \frac{1.20 E'_{min}}{R_B^2} = \frac{1.20(705,304.08)}{12.11^2} = 5,771.24 \text{ psi}$$

$$\frac{F_{bE}}{F_b^*} = \frac{5,771.24}{1,719.25} = 3.356$$

$$\begin{aligned} C_L &= \frac{1 + (F_{bE}/F_b^*)}{1.9} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{bE}/F_b^*)}{1.9} \right]^2 - \frac{(F_{bE}/F_b^*)}{0.95}} = \\ &= \frac{1 + (3.356)}{1.9} - \sqrt{\left[\frac{1 + (3.356)}{1.9} \right]^2 - \frac{(3.356)}{0.95}} = \\ &= 2.293 - \sqrt{2.293^2 - 3.532} = 0.979 \end{aligned}$$

Finamente:

$$F'_b = F_b' C_L = 1,719.25 (0.979) = 1,683.14 \text{ psi}$$

Logo:

$$F'_b = 1,683.14 \text{ psi} > f_b = 1,209.73 \text{ psi} \rightarrow \text{Membro suporta flexão}$$

2. Cortante da verga:

$$f_V = \frac{1.5 (V_{real})}{A} = \frac{1.5 \left(\frac{1,829.1 \text{ lbs}}{3} \right)}{8.25 \text{ in}^2} = 110.85 \text{ psi}$$

$$F'_V = F_V C_D C_M C_t C_i = 180 (1.6) = 288 \text{ psi}$$

$$C_D = 1.6 \text{ (carregamento governado pela neve)}$$

Logo:

$$F'_V = 288 \text{ psi} > f_V = 110.85 \text{ psi} \rightarrow \text{Membro suporta flexão}$$

3. Deflexão (flecha):

Como o carregamento vindo do telhado é a carga total, utiliza-se a outra equação de deflexão para carga total, no caso, L/360:

$$E' = EC_M C_t C_i = 1,700,000.00 (1.0) = 1,700,000.00 \text{ psi}$$

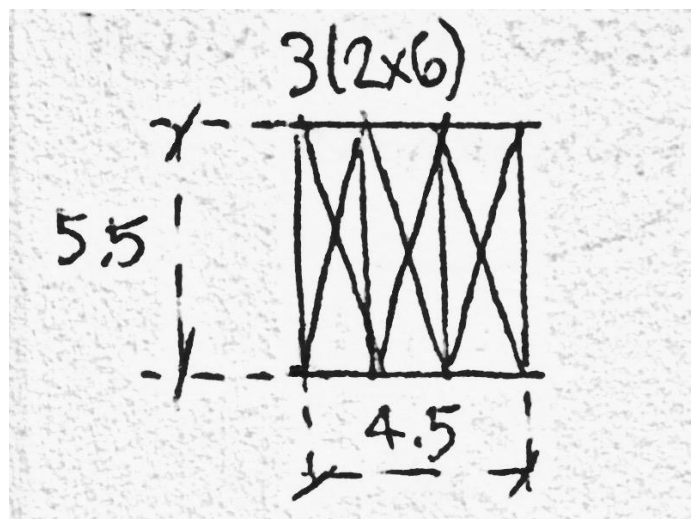
$$\Delta_T = \frac{5 W_L L^4}{384 E' I_{XX}} = \frac{5 \left(\frac{731.64 \text{ lbs}}{3} \frac{12 \text{ in}}{12 \text{ in}} \right) [5 \text{ ft} (12 \text{ in/ft})]^4}{384 \left(1,700,000 \frac{\text{lbs}}{\text{in}^2} \right) (20.8 \text{ in}^4)} = 0.097 \text{ in}$$

$$\Delta_{total \text{ permitido}} = \frac{L}{360} = \frac{(5 \text{ ft})(12 \text{ in/ft})}{360} = 0.167 \text{ in}$$

$$\Delta_T = 0.097 \text{ in} < \Delta_{total \text{ perm}} = 0.167 \text{ in} \rightarrow \text{Membro suporta deflexão}$$

Finalmente, escolhe-se a seção (3) 2x6 (3.8cm x 14cm) para vergas das paredes janelas. O detalhamento dela é indicado na figura abaixo:

Figura 66 – Detalhamento das vergas para janelas.



Croqui gerado pelo autor.

Figura 67 – Representação do modelo do frame da janela com verga.

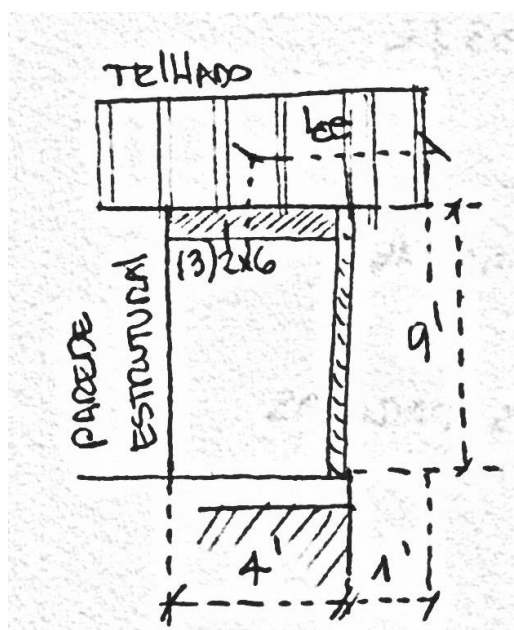


Projeto exemplo gerado pelo SketchUp.

3.8. Dimensionamento da Coluna da Varanda

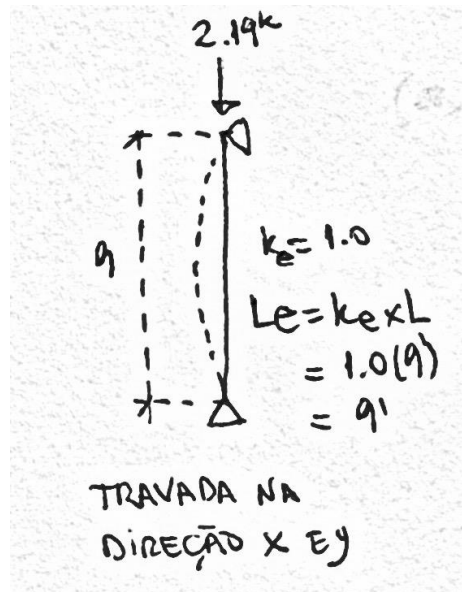
O dimensionamento da coluna inicia-se com a definição dos carregamentos sobre a coluna. Veja as figuras 68 e 69 abaixo:

Figura 68 – Corte esquemático da varanda.



Croqui gerado pelo auto, medidas em pés.

Figura 69 – Simplificação do modelo da coluna.



Croqui gerado pelo autor.

Como indicado na figura 61, o carregamento do telhado atua em um comprimento de contribuição de $4/2 + 1 = 3$ pés, e o carregamento do telhado (definido no dimensionamento dos montantes) leve em consideração o peso da parede (conservativo). Portanto:

$$P = W L_{\text{contribuição}} = 731.64 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}} (3\text{ft}) = 2,194.92 \text{ lbs}$$

Propõe-se um seção de madeira serrada de 4x4, DF-L, estrutural, nº1:

- $A = 3.5 \times 3.5 \text{ in}^2 = 12.25 \text{ in}^2$
- $S_{xx} = 15.19 \text{ in}^3$
- $I_{xx} = I_{yy} = 34.17 \text{ in}^4$

Só iremos verificar a coluna quanto à compressão, pois não consideraremos efeitos provenientes de solicitações laterais. Logo:

1. Compressão da coluna da varanda:

$$f_c = \frac{P}{A} = \frac{2,194.92 \text{ lbs}}{12.25 \text{ in}^2} = 179.17 \text{ psi}$$

$$F'_c = F_c C_D C_M C_t C_F C_i C_P$$

- $C_d = 1.15$ (carregamento de neve governa, NDS Comentário, Tabela 2.3.2, página 11);
- $C_f = 1.15$ (dimensão da seção, NDS Suplemento, Tabela 4A, página 30);

$$F_c^* = F_c C_D C_M C_t C_F C_i = 1,500 (1.15)(1.15) = 1,983.75 \text{ psi}$$

$$C_T = 1 + \frac{2300 L_e}{0.59 E} \rightarrow L_e \leq 96'' \rightarrow 1 + \frac{2300[96]}{0.59 (1,700,000.0)} = 1.22$$

$$E'_{min} = E_{min} C_M C_t C_i C_T = 620,000.00 (1.0)(1.0)(1.0)(1.22) = 756,400.00 \text{ psi}$$

$$F_{cE} = \frac{0.822 E'_{min}}{(l_e/d)^2} = \frac{0.822 (741,473.02 \text{ lbs/in}^2)}{\left(\left[9 \text{ ft} \left(\frac{12 \text{ in}}{\text{ft}} \right) \right] / (3.5 \text{ in}) \right)^2} = 640.11 \text{ psi}$$

$$\frac{F_{cE}}{F_c^*} = \frac{640.11}{1,983.75} = 0.3226$$

$$\begin{aligned} C_P &= \frac{1 + (F_{cE}/F_c^*)}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1 + (F_{cE}/F_c^*)}{2c} \right]^2 - \frac{(F_{cE}/F_c^*)}{c}} = \\ &= \frac{1 + (0.3226)}{2(0.8)} - \sqrt{\left[\frac{1 + (0.3226)}{2(0.8)} \right]^2 - \frac{(0.3226)}{0.8}} = \\ &= 0.8266 - \sqrt{[0.8266]^2 - 0.4032} = 0.2973 \end{aligned}$$

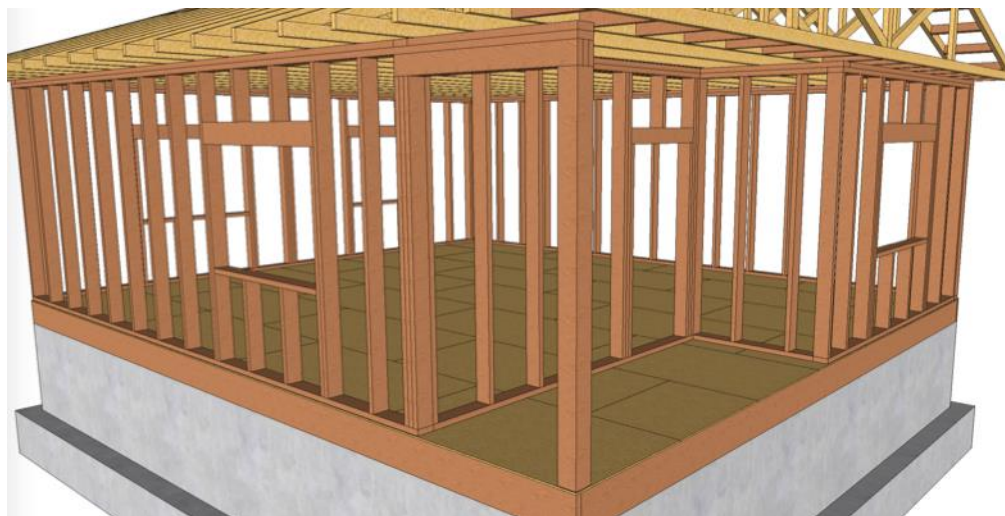
Finalmente:

$$F'_c = F_c^* C_P = 1,983.75 (0.2973) = 589.95 \text{ psi}$$

$F'_c = 589.95 \text{ psi} > f_c = 179.17 \text{ psi} \rightarrow \text{Membro suporta compressão}$

Finalmente, escolhe-se a seção 4x4 (9cm x 9cm) para a coluna da varanda.

Figura 70 – Representação do modelo da coluna da varanda.



Projeto exemplo gerado pelo SketchUp.

3.9. Dimensionamento das Vigas do Piso

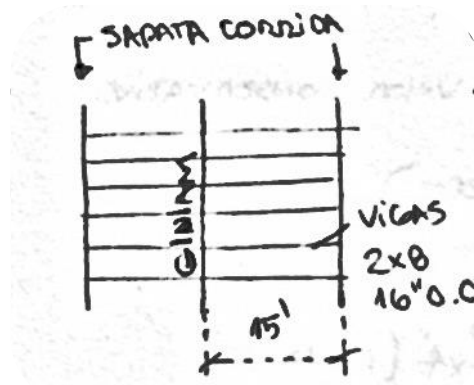
O dimensionamento das vigas do piso teve como base a seleção do maior vão, no caso 15 pés. A verificação será feita com base em vigas de madeira serrada, 2x12, DF-L, estrutural, nº1, espaçadas 16 polegadas centro a centro. Neste caso, não calcularemos o fator de estabilidade de vigas pois, assumiremos que os painéis estruturais com travamento irão impedir os deslocamento radial da região de compressão do perfil, impedindo sua flambagem, portanto $Cl = 1.0$.

As cargas do piso já foram definidas anteriormente, portanto:

$$T = 70.21 \text{ psf} \rightarrow W = T L_{\text{contribuição}} = 70.21 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}^2} \left(\frac{16\text{in}}{12\text{in}} \text{ft} \right)$$

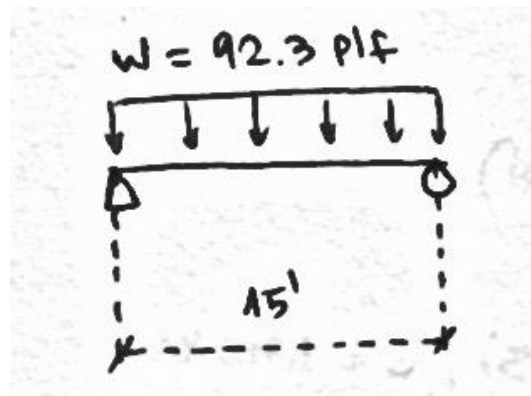
$$W = 92.3 \text{ lbs/ft}$$

Figura 71 – Vista superior do piso e arranjo das vigas.



Croqui gerado pelo auto, medidas em pés.

Figura 72 – Simplificação do modelo da viga.



Croqui gerado pelo autor.

Para a viga biapoiada, tem-se:

$$V_U = R_U = \frac{WL}{2} = \frac{92.3 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}} (15 \text{ ft})}{2} = 692.2 \text{ lbs}$$

(essa reação é a outra componente que, dividida por 16", será suportada pela sapata.

$$M_{\text{máx}} = \frac{WL^2}{8} = \frac{92.3 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}} (15 \text{ ft})^2}{8} = 2,595.93 \text{ lbs} - \text{ft} = 31,151.25 \text{ lbs} - \text{in}$$

1. Flexão:

Seção 2x12, espaçada 16" centra a centro:

- $A = 1.5 \times 11.25 = 16.88 \text{ in}^2$;
- $S_{xx} = 31.64 \text{ in}^3$;
- $I_{xx} = 178 \text{ in}^4$

$$F'_b = F_b C_D C_M C_t C_L C_{fu} C_i C_r = 1,000 (1.15) = 1,150 \text{ psi}$$

- $C_d = 1.0$ (carregamento móvel governa o piso, NDS Comentário, Tabela 2.3.2, página 11);
- $C_f = 1.0$ (dimensão da seção, NDS Suplemento, Tabela 4A, página 30);
- $C_r = 1.15$ (membro repetido, espaçamento menor ou igual a 24", NDS Comentário, Tópico 4.3.9, página 30).

$$f_b = \frac{M_{\max}}{S_{XX}} = \frac{31,151.25 \text{ lbs} \cdot \text{in}}{31.64 \text{ in}^3} = 984.55 \text{ psi}$$

Logo:

$$F'_b = 1,150 \text{ psi} > f_b = 984.55 \text{ psi} \rightarrow \text{Membro suporta flexão}$$

2. Cortante:

$$f_v = \frac{1.5 V_U}{A} = \frac{1.5(692.2 \text{ lbs})}{16.88 \text{ in}^2} = 61.51 \text{ psi}$$

$$F'_V = F_V C_D C_t C_i = 180 (1.0) = 180 \text{ psi}$$

Logo:

$$F'_V = 180 \text{ psi} > f_v = 61.51 \text{ psi} \rightarrow \text{Membro suporta cortante}$$

3. Deflexão (flecha):

Como o carregamento vindo do telhado é a carga total, utiliza-se a outra equação de deflexão para carga total, no caso, L/360:

$$E' = E C_M C_t C_i = 1,700,000.00 (1.0) = 1,700,000.00 \text{ psi}$$

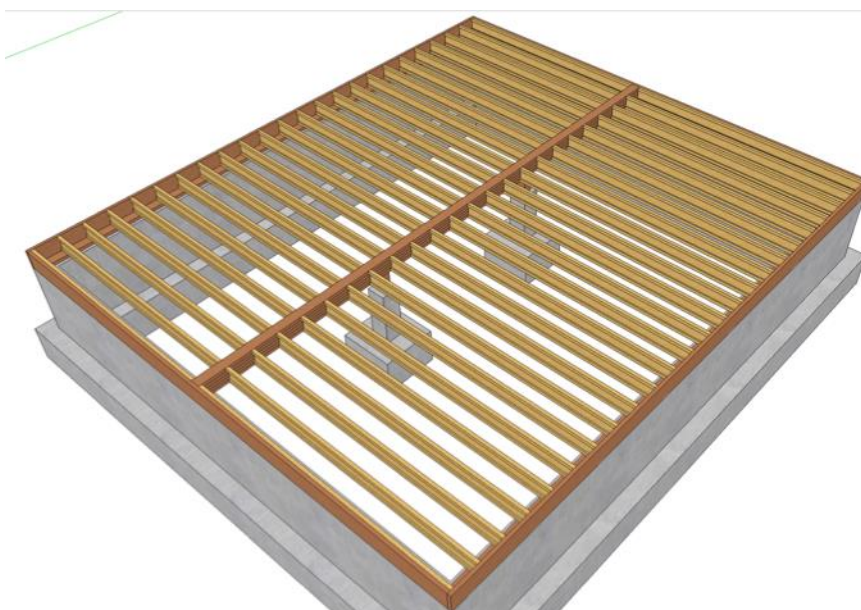
$$\Delta_T = \frac{5 W_L L^4}{384 E' I_{XX}} = \frac{5 \left(92.3 \frac{\text{lbs}}{12 \text{ in}} \right) [15 \text{ ft} (12 \text{ in/ft})]^4}{384 \left(1,700,000 \frac{\text{lbs}}{\text{in}^2} \right) (178 \text{ in}^4)} = 0.347 \text{ in}$$

$$\Delta_{total\ permitido} = \frac{L}{360} = \frac{(15ft)(12in/ft)}{360} = 0.5\ in$$

$$\Delta_T = 0.347\ in < \Delta_{total\ perm} = 0.5\ in \rightarrow \text{Membro suporta deflexão}$$

Finalmente, escolhe-se a seção 2x12 (5cm x 30.5cm) para as vigas do piso, espaçadas 16" (41 cm) centro a centro.

Figura 73 – Representação do modelo das vigas do piso.

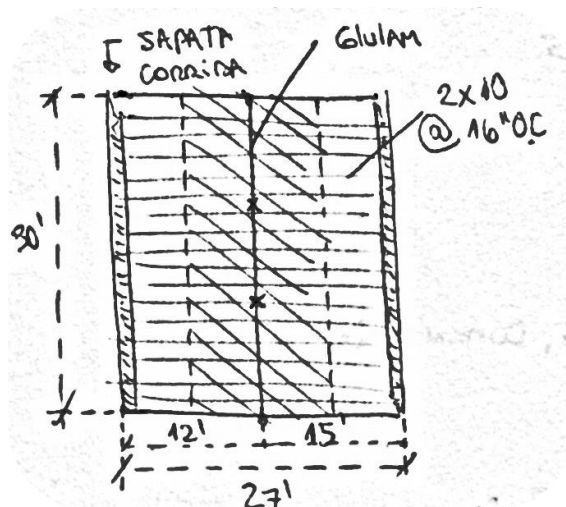


Projeto exemplo gerado pelo SketchUp.

3.10. Dimensionamento da Glulam

A viga feita de madeira serrada colada (glulam) é o maior elemento do projeto. Essa viga possui 30 pés de comprimento (10 m) e três trechos de 10 pés (3 m) cada. Durante a fase de pré-dimensionamento, estudou-se a possibilidade de ser apenas um único vão, contudo, o momento máximo suportado por ela acarretaria na escolha de um perfil muito robusto, ou seja com várias camadas. Isso poderia tornar esse produto exponencialmente caro, e por isso, acredita-se que a redução do vão com dois apoios intermediários teria menor custo final do que um viga glulam com um único vão de 30 pés. A figura 74 indica a configuração desse elemento no projeto.

Figura 74 – Vista superior do piso e arranjo das vigas com a glulam.

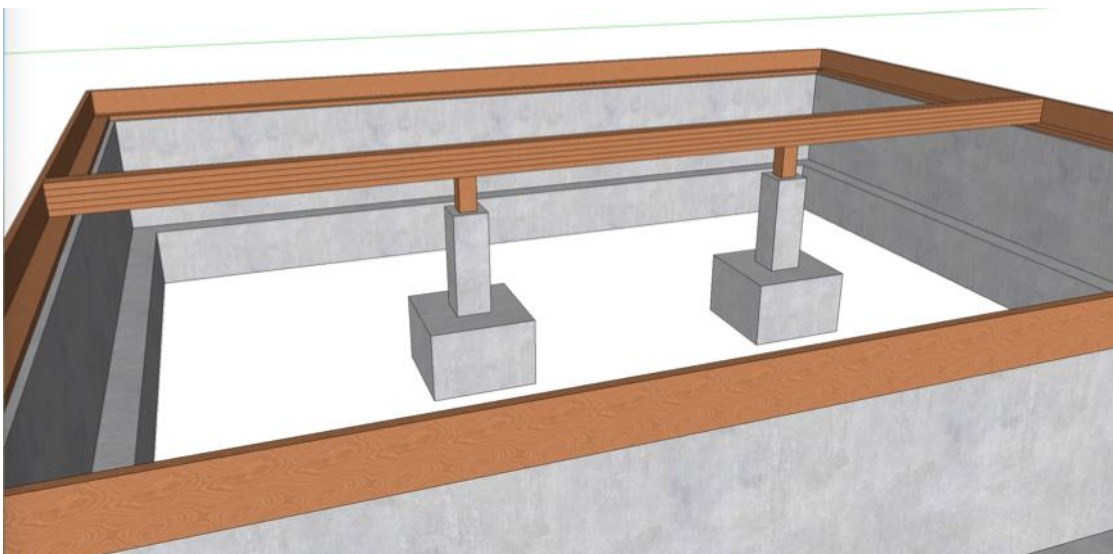


Croqui gerado pelo auto, medidas em pés.

Primeiramente, definiram-se as cargas atuantes na viga através da área de contribuição dela em relação ao piso (indicado pela hachura). Logo:

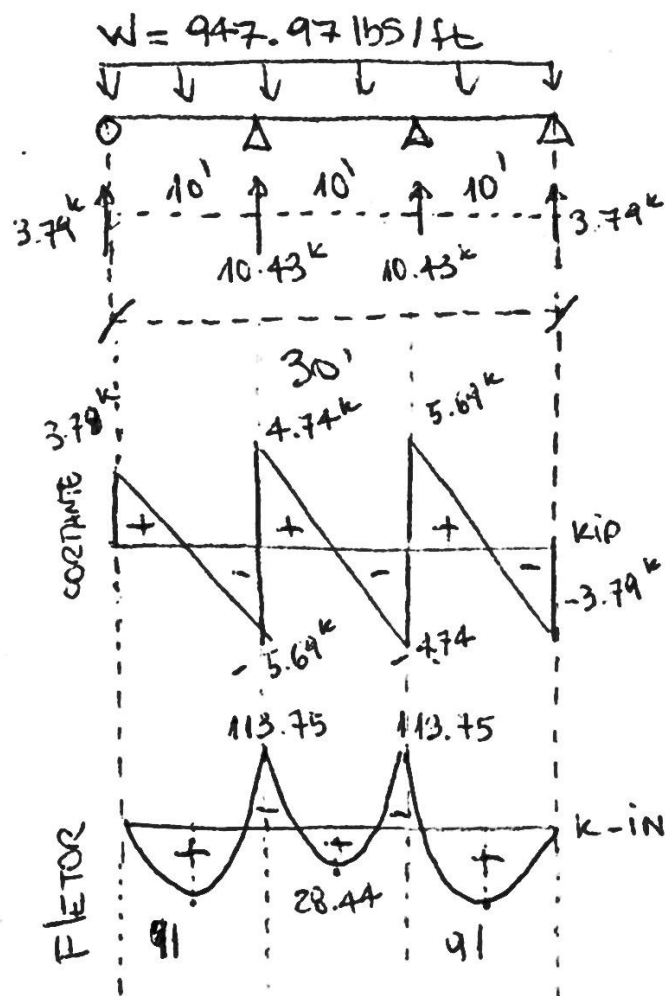
$$T = 70.21 \text{ psf} \rightarrow W = T L_{\text{contribuição}} = 70.21 \frac{\text{lbs}}{\text{ft}^2} \left(\frac{12 + 15}{2} \text{ ft} \right) = 947.97 \text{ lbs/ft}$$

Figura 75 – Representação do modelo da viga Glulam do piso.



Projeto exemplo gerado pelo SketchUp.

Figura 76 – Simplificação do modelo da glulam e seus diagramas.



Croqui gerado pelo autor com auxílio do Ftool.

Dos diagramas gerados, observam-se os carregamento críticos, os quais serão utilizados quanto à verificação da seção:

$$V_{m\acute{a}x} = 10,430 \text{ lbs}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 113,750.00 \text{ lbs} - \text{in}$$

De acordo com as cargas, optou-se pela seleção da seguinte seção (NDS Suplemento, Tabela 1C, página 17):

- $A = 5.125 \times 12 = 61.50 \text{ in}^2$
- $S_{xx} = 123 \text{ in}^3$

- $I_{xx} = 738 \text{ in}^4$

Com as seguintes propriedades (NDS Suplemento, Tabela 5A, página 63):

- Classe: Madeira Serrada Colada, 24 F – 1.8E;
- Categoria: 24F – V8 DF/DF (ambos os lados da viga glulam possuem Douglas-Fir como espécie);
- $F_{bx} = F_{by} = 2400 \text{ psi}$
- $F_v = 265 \text{ psi}$
- $E_x = 1,800 \text{ ksi}$
- $E_{min} = 950 \text{ ksi}$
- $F_{c90} = 650 \text{ psi}$

1. Flexão:

$$F'_b = F_b C_D C_M C_t C_L C_V C_{fu} C_c C_I$$

- $C_d = 1.0$ (carregamento móvel governa o piso, NDS Comentário, Tabela 2.3.2, página 11);
- $C_m = 1.0$ (condições de umidade previstas para serem abaixo de 19%, NDS Suplemento, Tabela 4A, página 30);
- $C_t = 1.0$ (condições de temperatura previstas para serem abaixo de 100° F ou 37.7°C, NDS Comentário, Tabela 2.3.3., página 11);
- $C_l = 1.0$ (a viga glulam está lateralmente travada pelas vias 2x12, NDS Comentário, Tópico 3.3.3.2, página 15);
- $C_f = 1.3$ (dimensão da seção, NDS Suplemento, Tabela 4A, página 30);
- $C_{fu} = 1.0$ (não será carregado em seu eixo de menor inércia, “deitado”, NDS Suplemento, Tabela 4A, página 30);
- $C_c = 1.0$ (fator de curvatura, não se aplica - elemento não curvo, NDS Comentário, Tópico 5.3.8, página 38);
- $C_i = 1.0$ (fator de interação, não se aplica – camadas não curvas, NDS Comentário, Tópico 5.3.9, página 38);

Para o fator de volume, tem-se:

$$C_V = \left(\frac{21}{L}\right)^{1/10} \left(\frac{12}{d}\right)^{1/10} \left(\frac{5.125}{b}\right)^{1/10} = \left[\frac{21}{30ft\left(\frac{12in}{ft}\right)}\right]^{1/10} \left(\frac{12}{12}\right)^{1/10} \left(\frac{5.125}{5.125}\right)^{1/10}$$

$$C_V = 0.840 \leq 1.0$$

$$F'_b = F_b C_D C_M C_t C_L C_V C_{fu} C_c C_I = 2,400 (0.840) = 2,016 \text{ psi}$$

$$f_b = \frac{M_{\max}}{S_{XX}} = \frac{113,750.00 \text{ lbs} - \text{in}}{84 \text{ in}^3} = 1,354.16 \text{ psi}$$

Logo:

$$F'_b = 2,016 \text{ psi} > f_b = 1,354.16 \text{ psi} \rightarrow \text{Membro suporta flexão}$$

2. Cortante:

$$f_v = \frac{1.5 V_U}{A} = \frac{1.5(10,430 \text{ lbs})}{61.50 \text{ in}^2} = 254.4 \text{ psi}$$

$$F'_V = F_V C_D C_t C_i = 265 (1.0) = 265 \text{ psi}$$

Logo:

$$F'_V = 265 \text{ psi} > f_v = 254.4 \text{ psi} \rightarrow \text{Membro suporta cortante}$$

3. Compressão (apoio):

Determinar a área de apoio mínimo para a glulam:

$$F'_{c\perp} = F_{c\perp} C_M C_t = 650(1.0) = 650 \text{ psi}$$

$$A_{\text{mínima de apoio}} = \frac{V}{F'_{c\perp}} = \frac{10.43 (1,000) \text{ lbs}}{650 \text{ lbs/in}^2} = 16 \text{ in}^2$$

$$l_{\text{mínima de apoio}} = \frac{16 \text{ in}^2}{5.125 \text{ in}} = 3.2 \text{ in}^2$$

Será necessário, no mínimo, um comprimento de apoio de 3.2 in (8.2 cm).

4. Deflexão (flecha):

Como o carregamento vindo do telhado é a carga total, utiliza-se a outra equação de deflexão para carga total, no caso, L/360:

$$E' = EC_M C_t C_i = 1,800,000.00 (1.0) = 1,780,000.00 \text{ psi}$$

$$\Delta_T = \frac{5 W_L L^4}{384 E' I_{XX}} = \frac{5 \left(947.97 \frac{\text{lbs}}{12 \text{ in}} \right) [10 \text{ ft} (12 \text{ in/ft})]^4}{384 \left(1,800,000 \frac{\text{lbs}}{\text{in}^2} \right) (738 \text{ in}^4)} = 0.016 \times 10^{-3} \text{ in}$$

$$\Delta_{\text{total permitido}} = \frac{L}{360} = \frac{(10 \text{ ft})(12 \text{ in/ft})}{360} = 0.33 \text{ in}$$

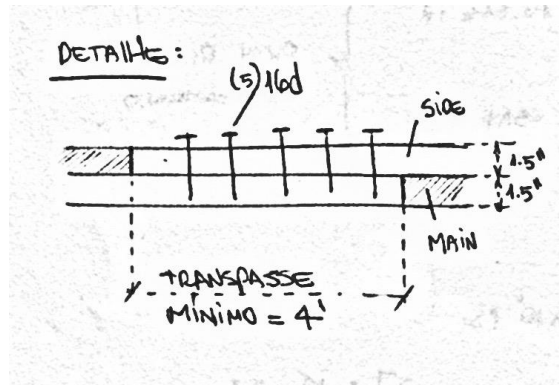
$\Delta_T = 0.016 \times 10^{-3} \text{ in} < \Delta_{\text{total perm}} = 0.33 \text{ in} \rightarrow \text{Membro suporta deflexão}$
--

Finalmente, escolhe-se a seção 5.125x12 (13cm x 30.5cm) para a viga glulam central, 24F – 1.8E (24F – V8 DF/DF) – 8 laminações de 1.5x5.125.

3.11. Dimensionamento da conexão das vigas deitadas (*chords*)

A conexão dos *chords* (vigas deitadas) serão o último aspecto a ser dimensionado no estudo de caso. O dimensionamento desse elemento de conexão é vital para garantir a coesão e coerência do sistema Wood Frame, por isso seu dimensionamento não pode ser subestimado. A figura 77 indica como essa ligação deve ser feita:

Figura 77 – Detalha do transpasse das *chords*.



Croqui gerado pelo autor.

É obrigatório ter transpasse mínimo de 4' (1.2m). Utilizaremos pregos 16d, comprimento $l = 3.5''$ e diâmetro $D = 0.162''$ (NDS Comentário, tabela L4, página 178). Verifica-se penetração:

$$P = L - t_s = 3.5 - 1.5 = 2.0in > 1.5in$$

Logo, $P = 1.5''$

Pela tabela 11N (NDS Comentário, página 105), para pregos comuns, tem-se:

$$Z = 141 lbs/prego$$

Esse valor, no entanto, considera total penetração do prego, portanto, cabe uma redução na capacidade resistiva do prego:

$$12D = 12(0.162) = 1.94in > 1.5in$$

$$\frac{1.5}{1.94} = 0.772$$

$$Z' = Z C_D C_M C_t C_g C_{\Delta} C_{eg} C_{di} C_{tn}$$

$$\text{Como } D < 0.25 \rightarrow C_g = C_{\Delta} = C_{eg} = C_{di} = C_{tn} = 1.0$$

Logo:

$$Z' = 141 \frac{lbs}{prego} (0.772)(1.6) = 174.16 lbs/prego$$

$$N = \frac{T}{Z'} = \frac{814.17 \text{ lbs}}{174.16 \text{ lbs/prego}} = 4.67 \text{ pregos} \rightarrow 5 \text{ pregos}$$

Finalmente, usar 5 pregos comuns 16d nas regiões de transpasse das *chords*.

4. ANÁLISE DOS DADOS

O dimensionamento do sistema Wood Frame possui grandes vantagens comparadas com os procedimentos de dimensionamento de outros materiais estruturais como o concreto armado e perfis de aço laminados. Seus cálculos não são complexos e não requerem do engenheiro profundos conhecimentos a respeito de análise estrutural.

Adicionado ao dimensionamento, a utilização de planilhas deve ser largamente empregada na resolução de problemas, acelerando exponencialmente o dimensionamento desse sistema. Foi observado, no entanto, repetição de cálculos e equações ao longo do estudo de caso. Consequência da grande quantidade de elementos estruturais diferentes realizando funções distintas.

O projetista deve, por isso, buscar seções de perfis equivalentes ou de dimensões semelhantes que podem economizar certo tempo durante a elaboração do projeto.

Outro ponto importante a ser ressaltado é em relação a simetria estrutural. Projetos residenciais pouco simétricos geram consumos elevados de tempo, pois demandam verificações para vários tipos de situações. Percebeu-se durante do estudo de caso que, por meio da similaridade entre as fachadas, muitas simplificações foram adotadas utilizando bom senso, otimizando o tempo investido na elaboração de novas seções de perfis de madeira serrada.

Optou-se, também, pela segurança do projeto. Logo, muitos perfis foram dimensionados superando-se a carga máxima solicitante.

Por fim, observou-se que, apesar das equações serem básicas para o dimensionamento do sistema, o que realmente consumiu tempo durante a elaboração e verificação de seções, foi a busca dos valores dos fatores de majoração e minoração no NDS. A justificativa de cada fator consumiu, na realidade, mais tempo do que a cálculo das equações. Um resumo das seções encontra-se na tabela a seguir:

Tabela 11 – Tabela de resumo de dimensionamento.

Tabela de resumo	
Telhado	Bansos superiores e inferiores: 4 cm x 14 cm. Membros internos: 4 cm x 9 cm. Compensados travados: Espessura 1.15 cm com pregos comuns 6d espaçados 15 cm centro a centro. Espaçamento das treliças: 60 cm
Paredes	Montantes: 4 cm x 14 cm, espaçados 60 cm, conectados com 3 pregos comuns 8d. Vergas: (3) vigas 4 cm x 14 cm. Compensados travados: Espessura 1.15 cm com pregos comuns 6d espaçados 15 cm centro a centro.
Coluna da varanda	Secção: 9 cm x 9 cm
Vigas de piso	Secção: 5 cm x 31 cm, espaçamento de 40 cm centro a centro. Compensados travados: Espessura 1.15 cm com pregos comuns 6d espaçados 15 cm centro a centro.
Glulam	Secção 13 cm x 31 cm, 24F - V8 DF/DF, 8 laminações

Tabela gerada pelo autor.

Deve-se recordar, todavia, que o material elaborado pela *American Forest and Paper Association*, em parceria com o *American Wood Council*, foi de vital importância na elaboração desse projeto. Estas normas auxiliam, garantem apoio e conferem referência na produção de projetos estruturais em madeira. Tal bibliografia deve ser mais explorada no Brasil, pois permite que mais graduandos possam desenvolver projetos estruturais. Hoje, percebe-se que o recém formado não possui experiência suficiente, nem bom senso, para fazer uma análise e um dimensionamento que não seja utilizando um software de modelagem estrutural, dificultando, então, a tomada de decisões técnicas na prática e/ou em campo.

O leitor deve ter percebido que norma Brasileira NBR 7190 foi pouco explorada ao longo desse projeto. Percebeu-se, no entanto, que essa norma de madeira é pouco aplicável, quando comparada à norma americana, e isso gera uma deficiência (e até um certa carência) entre os profissionais brasileiros da área. O que não gera confiança na sua utilização quando é preciso implementar novas tecnologias e/ou procedimentos.

Finalmente, pode-se observar que a estrutura foi dimensionada para suportar cargas muito mais elevadas do que as previstas em território Brasileiro. Outro aspecto importante é em relação ao peso final da estrutura, que, comparada ao concreto, é uma estrutura mais leve e, conseqüentemente, mais econômica.

Acredita-se que esse sistema será muito explorado como alternativa real no futuro da construção do país, principalmente quando se buscam novas soluções principalmente para tempos de crise.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O sistema Wood Frame é uma potencial solução para o déficit habitacional brasileiro. Esse sistema é inovador, rentável, sustentável e possui alto custo-benefício quando comparado a outros sistemas convencionais. Em adição, seu dimensionamento é simples, pois baseia-se em princípios básicos da mecânica dos materiais. E ainda, a fabricação dos perfis de madeira é mais barata, sua manipulação, instalação, construção e manutenção são mais vantajosas do que outros materiais convencionais.

É um sistema que poderia ser facilmente implementado e aceito pelos profissionais das construção, da academia e da indústria. Seu dimensionamento deve ser mais explorado no entanto. Essa pesquisa demonstrou que, por meio de normas Americanas, a determinação de seções de perfis de madeira serrada e seus espaçamentos são de simples entendimento, contudo, projetos pouco simétricos podem ser cansativos quanto ao seu dimensionamento, devido às diferentes seções a serem verificadas e devido ao tempo investido para se procurar fatores que condizem com a realidade de aplicação da madeira. Esses fatores, no entanto, devem ser adequadamente selecionados. O projetista deve ter conhecimento prévio do comportamento dos elementos e do sistema para assumir fatores que condizem com a realidade de serviço dos membros, obviamente baseados em bom senso.

É necessário, porém, desenvolver material acadêmico e técnico para que esse sistema possa ser efetivamente implementado pela indústria e aceito entre profissionais e consumidores.

6. ANEXOS

Tabela 12 – Déficit habitacional Brasileiro, por região.

Especificação	Déficit Habitacional											
	2008			2009			2011			2012		
	Urbano	Rural	Total	Urbano	Rural	Total	Urbano	Rural	Total	Urbano	Rural	Total
Região Norte	421,243	138,708	559,951	483,535	161,691	645,226	439,425	173,763	613,188	448,653	115,967	564,620
Rondônia	28,817	1,762	30,579	55,408	15,873	71,281	40,624	5,699	46,323	33,976	3,198	37,174
Acre	15,746	3,058	18,804	19,321	6,750	26,071	18,064	3,873	21,937	23,663	5,032	28,695
Amazonas	116,001	15,573	131,574	144,072	32,930	177,002	112,871	33,589	146,460	144,741	13,628	158,369
Roraima	12,751	1,048	13,799	12,353	6,639	18,992	18,542	3,095	21,637	14,189	1,903	16,092
Pará	197,277	86,540	283,817	195,810	77,504	273,314	181,645	111,168	292,813	177,111	79,101	256,212
Amapá	12,635	6,425	19,060	25,809	3,007	28,816	25,046	1,148	26,194	15,701	1,471	17,172
Tocantins	38,016	24,302	62,318	30,762	18,988	49,750	42,633	15,191	57,824	39,272	11,634	50,906
Região Nordeste	1,274,059	645,177	1,919,236	1,406,941	611,856	2,018,797	1,327,468	609,606	1,937,074	1,238,995	538,217	1,777,212
Maranhão	202,689	232,915	435,604	227,551	207,623	435,174	193,828	268,145	461,973	161,256	246,370	407,626
Piauí	70,121	52,323	122,444	64,187	52,420	116,607	81,014	30,944	111,958	73,106	26,999	100,105
Ceará	181,911	88,478	270,389	228,745	74,323	303,068	170,831	75,120	245,951	187,287	58,987	246,274
Rio Grande do Norte	75,979	26,285	102,264	96,322	25,319	121,641	104,307	16,470	120,777	99,301	20,970	120,271
Paraíba	84,509	16,806	101,315	85,616	21,905	107,521	101,925	22,510	124,435	94,212	19,090	113,302
Pernambuco	206,637	51,519	258,156	230,657	53,914	284,571	204,064	39,295	243,359	206,434	34,416	240,850
Alagoas	61,878	22,499	84,377	82,109	34,886	116,995	71,307	32,413	103,720	72,322	19,890	92,212
Sergipe	58,149	9,076	67,225	63,647	12,522	76,169	54,756	13,873	68,629	64,336	13,076	77,412
Bahia	332,186	145,276	477,462	328,107	128,944	457,051	345,436	110,836	456,272	280,741	98,419	379,160

Fonte - Dados básicos: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), Pesquisa Nacional por Amostra de Domicílios (PNAD), v.28, 2007; v.29, 2008; v.30, 2009; v.1, 2011; v.32, 2012.

Tabela 12 – Déficit habitacional Brasileiro, por região (continuação).

Região Sudeste	1,910,524	79,230	1,989,754	2,097,184	76,594	2,173,778	1,942,727	41,469	1,984,196	2,054,557	54,045	2,108,602
Minas Gerais	414,907	37,786	452,693	479,419	45,110	524,529	402,872	28,177	431,049	451,855	31,094	482,949
Espírito Santo	79,400	7,491	86,891	95,210	9,868	105,078	85,795	1,581	87,376	73,757	3,276	77,033
Rio de Janeiro	410,938	6,233	417,171	363,981	4,117	368,098	372,977	3,470	376,447	391,356	6,001	397,357
São Paulo	1,005,279	27,720	1,032,999	1,158,574	17,499	1,176,073	1,081,083	8,241	1,089,324	1,137,589	13,674	1,151,263
Região Sul	501,277	63,480	564,757	518,161	62,447	580,608	532,127	51,748	583,875	507,838	42,888	550,726
Paraná	179,248	20,385	199,633	205,857	24,401	230,258	200,617	17,418	218,035	203,389	22,947	226,336
Santa Catarina	121,733	18,626	140,359	115,072	13,392	128,464	130,361	9,975	140,336	125,570	7,631	133,201
Rio Grande do Sul	200,296	24,469	224,765	197,232	24,654	221,886	201,149	24,355	225,504	178,879	12,310	191,189
Região Centro-Oeste	373,274	30,737	404,011	439,515	40,052	479,567	447,658	15,977	463,635	414,070	15,332	429,402
Mato Grosso do Sul	66,221	11,145	77,366	68,499	9,423	77,922	76,481	5,125	81,606	60,409	4,615	65,024
Mato Grosso	54,464	13,716	68,180	83,368	19,087	102,455	65,215	4,207	69,422	75,671	3,288	78,959
Goiás	154,339	4,316	158,655	176,630	8,639	185,269	187,893	4,193	192,086	159,307	5,382	164,689
Distrito Federal	98,250	1,560	99,810	111,018	2,903	113,921	118,069	2,452	120,521	118,683	2,047	120,730
BRASIL	4,480,377	957,332	5,437,709	4,945,336	952,640	5,897,976	4,689,405	892,563	5,581,968	4,664,113	766,449	5,430,562
Total das RMs	1,460,112	21,023	1,481,135	1,614,868	29,948	1,644,816	1,427,874	15,833	1,443,707	1,531,131	25,449	1,556,580
Demais áreas	3,020,265	936,309	3,956,574	3,330,468	922,692	4,253,160	3,261,531	876,730	4,138,261	3,132,982	741,000	3,873,982

Fonte - Dados básicos: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), Pesquisa Nacional por Amostra de Domicílios (PNAD), v.28, 2007; v.29, 2008; v.30, 2009; v.1, 2011; v.32, 2012.

Tabela 13 – Propriedades das seções para madeira serrada.

Table 1B Section Properties of Standard Dressed (S4S) Sawn Lumber

Nominal Size b x d	Standard Dressed Size (S4S) b x d in. x in.	Area of Section A in. ²	X-X AXIS		Y-Y AXIS		Approximate weight in pounds per linear foot (lbs/ft) of piece when density of wood equals:					
			Section Modulus S _{xx} in. ³	Moment of Inertia I _{xx} in. ⁴	Section Modulus S _{yy} in. ³	Moment of Inertia I _{yy} in. ⁴	25 lbs/ft ³	30 lbs/ft ³	35 lbs/ft ³	40 lbs/ft ³	45 lbs/ft ³	50 lbs/ft ³
Boards ¹												
1 x 3	3/4 x 2-1/2	1.875	0.781	0.977	0.234	0.088	0.326	0.391	0.456	0.521	0.586	0.651
1 x 4	3/4 x 3-1/2	2.625	1.531	2.680	0.328	0.123	0.456	0.547	0.638	0.729	0.820	0.911
1 x 6	3/4 x 5-1/2	4.125	3.781	10.40	0.516	0.193	0.716	0.859	1.003	1.146	1.289	1.432
1 x 8	3/4 x 7-1/4	5.438	6.570	23.82	0.680	0.255	0.944	1.133	1.322	1.510	1.699	1.888
1 x 10	3/4 x 9-1/4	6.938	10.70	49.47	0.867	0.325	1.204	1.445	1.686	1.927	2.168	2.409
1 x 12	3/4 x 11-1/4	8.438	15.82	88.99	1.055	0.396	1.465	1.758	2.051	2.344	2.637	2.930
Dimension Lumber (see NDS 4.1.3.2) and Decking (see NDS 4.1.3.5)												
2 x 3	1-1/2 x 2-1/2	3.750	1.56	1.953	0.938	0.703	0.651	0.781	0.911	1.042	1.172	1.302
2 x 4	1-1/2 x 3-1/2	5.250	3.06	5.359	1.313	0.984	0.911	1.094	1.276	1.458	1.641	1.823
2 x 5	1-1/2 x 4-1/2	6.750	5.06	11.39	1.688	1.266	1.172	1.406	1.641	1.875	2.109	2.344
2 x 6	1-1/2 x 5-1/2	8.250	7.56	20.80	2.063	1.547	1.432	1.719	2.005	2.292	2.578	2.865
2 x 8	1-1/2 x 7-1/4	10.88	13.14	47.63	2.719	2.039	1.888	2.266	2.643	3.021	3.398	3.776
2 x 10	1-1/2 x 9-1/4	13.88	21.39	98.93	3.469	2.602	2.409	2.891	3.372	3.854	4.336	4.818
2 x 12	1-1/2 x 11-1/4	16.88	31.64	178.0	4.219	3.164	2.930	3.516	4.102	4.688	5.273	5.859
2 x 14	1-1/2 x 13-1/4	19.88	43.89	290.8	4.969	3.727	3.451	4.141	4.831	5.521	6.211	6.901
3 x 4	2-1/2 x 3-1/2	8.75	5.10	8.932	3.646	4.557	1.519	1.823	2.127	2.431	2.734	3.038
3 x 5	2-1/2 x 4-1/2	11.25	8.44	18.98	4.688	5.859	1.953	2.344	2.734	3.125	3.516	3.906
3 x 6	2-1/2 x 5-1/2	13.75	12.60	34.66	5.729	7.161	2.387	2.865	3.342	3.819	4.297	4.774
3 x 8	2-1/2 x 7-1/4	18.13	21.90	79.39	7.552	9.440	3.147	3.776	4.405	5.035	5.664	6.293
3 x 10	2-1/2 x 9-1/4	23.13	35.65	164.9	9.635	12.04	4.015	4.818	5.621	6.424	7.227	8.030
3 x 12	2-1/2 x 11-1/4	28.13	52.73	296.6	11.72	14.65	4.883	5.859	6.836	7.813	8.789	9.766
3 x 14	2-1/2 x 13-1/4	33.13	73.15	484.6	13.80	17.25	5.751	6.901	8.051	9.201	10.35	11.50
3 x 16	2-1/2 x 15-1/4	38.13	96.90	738.9	15.89	19.86	6.619	7.943	9.266	10.59	11.91	13.24
4 x 4	3-1/2 x 3-1/2	12.25	7.15	12.51	7.146	12.51	2.127	2.552	2.977	3.403	3.828	4.253
4 x 5	3-1/2 x 4-1/2	15.75	11.81	26.58	9.188	16.08	2.734	3.281	3.828	4.375	4.922	5.469
4 x 6	3-1/2 x 5-1/2	19.25	17.65	48.53	11.23	19.65	3.342	4.010	4.679	5.347	6.016	6.684
4 x 8	3-1/2 x 7-1/4	25.38	30.66	111.1	14.80	25.90	4.405	5.286	6.168	7.049	7.930	8.811
4 x 10	3-1/2 x 9-1/4	32.38	49.91	230.8	18.89	33.05	5.621	6.745	7.869	8.993	10.12	11.24
4 x 12	3-1/2 x 11-1/4	39.38	73.83	415.3	22.97	40.20	6.836	8.203	9.570	10.94	12.30	13.67
4 x 14	3-1/2 x 13-1/4	46.38	102.41	678.5	27.05	47.34	8.051	9.661	11.27	12.88	14.49	16.10
4 x 16	3-1/2 x 15-1/4	53.38	135.66	1034	31.14	54.49	9.266	11.12	12.97	14.83	16.68	18.53
Timbers (5" x 5" and larger) ²												
Post and Timber (see NDS 4.1.3.4 and 4.1.5.3)												
5 x 5	4-1/2 x 4-1/2	20.25	15.19	34.17	15.19	34.17	3.516	4.219	4.922	5.625	6.328	7.031
6 x 6	5-1/2 x 5-1/2	30.25	27.73	76.26	27.73	76.26	5.252	6.302	7.352	8.403	9.453	10.50
6 x 8	5-1/2 x 7-1/2	41.25	51.56	193.4	37.81	104.0	7.161	8.594	10.03	11.46	12.89	14.32
8 x 8	7-1/2 x 7-1/2	56.25	70.31	263.7	70.31	263.7	9.766	11.72	13.67	15.63	17.58	19.53
8 x 10	7-1/2 x 9-1/2	71.25	112.8	535.9	89.06	334.0	12.37	14.84	17.32	19.79	22.27	24.74
10 x 10	9-1/2 x 9-1/2	90.25	142.9	678.8	142.9	678.8	15.67	18.80	21.94	25.07	28.20	31.34
10 x 12	9-1/2 x 11-1/2	109.3	209.4	1204	173.0	821.7	18.97	22.76	26.55	30.35	34.14	37.93
12 x 12	11-1/2 x 11-1/2	132.3	253.5	1458	253.5	1458	22.96	27.55	32.14	36.74	41.33	45.92
12 x 14	11-1/2 x 13-1/2	155.3	349.3	2358	297.6	1711	26.95	32.34	37.73	43.13	48.52	53.91
14 x 14	13-1/2 x 13-1/2	182.3	410.1	2768	410.1	2768	31.64	37.97	44.30	50.63	56.95	63.28
14 x 16	13-1/2 x 15-1/2	209.3	540.6	4189	470.8	3178	36.33	43.59	50.86	58.13	65.39	72.66
16 x 16	15-1/2 x 15-1/2	240.3	620.6	4810	620.6	4810	41.71	50.05	58.39	66.74	75.08	83.42
16 x 18	15-1/2 x 17-1/2	271.3	791.1	6923	700.7	5431	47.09	56.51	65.93	75.35	84.77	94.18
18 x 18	17-1/2 x 17-1/2	306.3	893.2	7816	893.2	7816	53.17	63.80	74.44	85.07	95.70	106.3
18 x 20	17-1/2 x 19-1/2	341.3	1109	10813	995.3	8709	59.24	71.09	82.94	94.79	106.6	118.5
20 x 20	19-1/2 x 19-1/2	380.3	1236	12049	1236	12049	66.02	79.22	92.4	105.6	118.8	132.0
20 x 22	19-1/2 x 21-1/2	419.3	1502	16150	1363	13285	72.79	87.34	101.9	116.5	131.0	145.6
22 x 22	21-1/2 x 21-1/2	462.3	1656	17806	1656	17806	80.25	96.30	112.4	128.4	144.5	160.5
22 x 24	21-1/2 x 23-1/2	505.3	1979	23252	1810	19463	87.72	105.3	122.8	140.3	157.9	175.4
24 x 24	23-1/2 x 23-1/2	552.3	2163	25415	2163	25415	95.88	115.1	134.2	153.4	172.6	191.8

Fonte - National Design Specification for Wood Construction – NDS Commentary,
chapter 3, page 14.

Tabela 14 – Propriedades das seções para madeira laminada colada (glulam).

Table 1C Section Properties of Western Species Structural Glued Laminated Timber (Cont.)

Depth	Area	X-X Axis			Y-Y Axis	
d (in.)	A (in. ²)	I _x (in. ⁴)	S _x (in. ³)	r _x (in.)	I _y (in. ⁴)	S _y (in. ³)
5-1/8 in. Width					(r_y = 1.479 in.)	
6	30.75	92.25	30.75	1.732	67.31	26.27
7-1/2	38.44	180.2	48.05	2.165	84.13	32.83
9	46.13	311.3	69.19	2.598	101.0	39.40
10-1/2	53.81	494.4	94.17	3.031	117.8	45.96
12	61.50	738.0	123.0	3.464	134.6	52.53
13-1/2	69.19	1051	155.7	3.897	151.4	59.10
15	76.88	1441	192.2	4.330	168.3	65.66
16-1/2	84.56	1919	232.5	4.763	185.1	72.23
18	92.25	2491	276.8	5.196	201.9	78.80
19-1/2	99.94	3167	324.8	5.629	218.7	85.36
21	107.6	3955	376.7	6.062	235.6	91.93
22-1/2	115.3	4865	432.4	6.495	252.4	98.50
24	123.0	5904	492.0	6.928	269.2	105.1
25-1/2	130.7	7082	555.4	7.361	286.0	111.6
27	138.4	8406	622.7	7.794	302.9	118.2
28-1/2	146.1	9887	693.8	8.227	319.7	124.8
30	153.8	11530	768.8	8.660	336.5	131.3
31-1/2	161.4	13350	847.5	9.093	353.4	137.9
33	169.1	15350	930.2	9.526	370.2	144.5
34-1/2	176.8	17540	1017	9.959	387.0	151.0
36	184.5	19930	1107	10.39	403.8	157.6

Fonte - *National Design Specification for Wood Construction – NDS Commentary, chapter 3, page 17.*

Tabela 15 – Fator de combinação de altura, exposição e rajada de ventos C_e.

TABLE 16-G—COMBINED HEIGHT, EXPOSURE AND GUST FACTOR COEFFICIENT (C_e)¹

HEIGHT ABOVE AVERAGE LEVEL OF ADJOINING GROUND (feet)	EXPOSURE D	EXPOSURE C	EXPOSURE B
× 304.8 for mm			
0-15	1.39	1.06	0.62
20	1.45	1.13	0.67
25	1.50	1.19	0.72
30	1.54	1.23	0.76
40	1.62	1.31	0.84
60	1.73	1.43	0.95
80	1.81	1.53	1.04
100	1.88	1.61	1.13
120	1.93	1.67	1.20
160	2.02	1.79	1.31
200	2.10	1.87	1.42
300	2.23	2.05	1.63
400	2.34	2.19	1.80

¹Values for intermediate heights above 15 feet (4572 mm) may be interpolated.

Fonte – *International Building Code, Table 16 - G.*

Tabela 16 – Coeficientes de Pressão de Vento.

TABLE 16-H—PRESSURE COEFFICIENTS (C_p)		
STRUCTURE OR PART THEREOF	DESCRIPTION	C_p FACTOR
1. Primary frames and systems	Method 1 (Normal force method) Walls: Windward wall Leeward wall Roofs ¹ : Wind perpendicular to ridge Leeward roof or flat roof Windward roof less than 2:12 (16.7%) Slope 2:12 (16.7%) to less than 9:12 (75%) Slope 9:12 (75%) to 12:12 (100%) Slope > 12:12 (100%) Wind parallel to ridge and flat roofs	0.8 inward 0.5 outward 0.7 outward 0.7 outward 0.9 outward or 0.3 inward 0.4 inward 0.7 inward 0.7 outward
	Method 2 (Projected area method) On vertical projected area Structures 40 feet (12 192 mm) or less in height Structures over 40 feet (12 192 mm) in height On horizontal projected area ¹	1.3 horizontal any direction 1.4 horizontal any direction 0.7 upward

Fonte - *International Building Code, Table 16 - H.*

Tabela 17 – Fator de Tamanho para madeira serrada.

Size Factors, C_F					
		F_b		F_t	F_c
Grades	Width (depth)	Thickness (breadth)			
		2" & 3"	4"		
Select Structural, No.1 & Btr, No.1, No.2, No.3	2", 3", & 4"	1.5	1.5	1.5	1.15
	5"	1.4	1.4	1.4	1.1
	6"	1.3	1.3	1.3	1.1
	8"	1.2	1.3	1.2	1.05
	10"	1.1	1.2	1.1	1.0
	12"	1.0	1.1	1.0	1.0
	14" & wider	0.9	1.0	0.9	0.9
Stud	2", 3", & 4"	1.1	1.1	1.1	1.05
	5" & 6"	1.0	1.0	1.0	1.0
	8" & wider	Use No.3 Grade tabulated design values and size factors			
Construction, Standard	2", 3", & 4"	1.0	1.0	1.0	1.0
Utility	4"	1.0	1.0	1.0	1.0
	2" & 3"	0.4	—	0.4	0.6

Fonte - *National Design Specification for Wood Construction – NDS Commentary, chapter 4, page 30.*

Tabela 18 – Propriedades mecânicas de espécies de árvores para madeira serrada.

USE WITH TABLE 4A ADJUSTMENT FACTORS

Species and commercial grade	Size classification	Design values in pounds per square inch (psi)							Specific Gravity ⁴	Grading Rules Agency
		Bending F _b	Tension parallel to grain F _t	Shear parallel to grain F _v	Compression perpendicular to grain F _{c⊥}	Compression parallel to grain F _c	Modulus of Elasticity			
							E	E _{min}		
BEECH-BIRCH-HICKORY										
Select Structural	2" & wider	1,450	850	195	715	1,200	1,700,000	620,000	0.71	NELMA
No. 1		1,050	600	195	715	950	1,600,000	580,000		
No. 2		1,000	600	195	715	750	1,500,000	550,000		
No. 3		575	350	195	715	425	1,300,000	470,000		
Stud	2" & wider	775	450	195	715	475	1,300,000	470,000	0.71	NELMA
Construction	2" - 4" wide	1,150	675	195	715	1,000	1,400,000	510,000		
Standard		650	375	195	715	775	1,300,000	470,000		
Utility		300	175	195	715	500	1,200,000	440,000		
COAST SITKA SPRUCE										
Select Structural	2" & wider	1300	950	125	455	1200	1,700,000	620,000	0.43	NLGA
No. 1/ No. 2		925	550	125	455	1100	1,500,000	550,000		
No. 3		525	325	125	455	625	1,400,000	510,000		
Stud		2" & wider	725	450	125	455	675	1,400,000		
Construction	2" - 4" wide	1050	650	125	455	1300	1,400,000	510,000	0.43	NLGA
Standard		600	350	125	455	1100	1,300,000	470,000		
Utility		275	175	125	455	725	1,200,000	440,000		
COTTONWOOD										
Select Structural	2" & wider	875	525	125	320	775	1,200,000	440,000	0.41	NSLB
No. 1		625	375	125	320	625	1,200,000	440,000		
No. 2		625	350	125	320	475	1,100,000	400,000		
No. 3		350	200	125	320	275	1,000,000	370,000		
Stud	2" & wider	475	275	125	320	300	1,000,000	370,000	0.41	NSLB
Construction	2" - 4" wide	700	400	125	320	650	1,000,000	370,000		
Standard		400	225	125	320	500	900,000	330,000		
Utility		175	100	125	320	325	900,000	330,000		
DOUGLAS FIR-LARCH										
Select Structural	2" & wider	1,500	1,000	180	625	1,700	1,900,000	690,000	0.50	WCLIB WWPA
No. 1 & Btr		1,200	800	180	625	1,550	1,800,000	660,000		
No. 1		1,000	675	180	625	1,500	1,700,000	620,000		
No. 2		900	575	180	625	1,350	1,600,000	580,000		
No. 3	2" & wider	525	325	180	625	775	1,400,000	510,000	0.50	WCLIB WWPA
Stud		700	450	180	625	850	1,400,000	510,000		
Construction		1,000	650	180	625	1,650	1,500,000	550,000		
Standard		575	375	180	625	1,400	1,400,000	510,000		
Utility	2" - 4" wide	275	175	180	625	900	1,300,000	470,000	0.50	WCLIB WWPA

Fonte - National Design Specification for Wood Construction – NDS Commentary, chapter 4, page 32.

Tabela 19 – Propriedades mecânicas para madeiras laminadas coladas.

Use with Table 5A Adjustment Factors																			
Combination	Species	Bending About X-X Axis (Loaded Perpendicular to Wide Faces of Laminations)						Bending About Y-Y Axis (Loaded Parallel to Wide Faces of Laminations)						Axially Loaded		Fasteners			
		Bending		Compression Perpendicular to Grain		Shear Parallel to Grain	Modulus of Elasticity	Bending	Compression Perpendicular to Grain	Shear Parallel to Grain	Modulus of Elasticity	Tension Parallel to Grain	Compression Parallel to Grain	Specific Gravity for Fastener Design					
		Bottom of Beam Stressed in Tension (Positive Bending)	Top of Beam Stressed in Tension (Negative Bending)	Tension Face	Compression Face									For Deflection Calculations	For Stability Calculations	For Deflection Calculations	For Stability Calculations	Top or Bottom Face	Side Face
		Symbol	Outer/ Core	F _{bx} (psi)	F _{bx} (psi)	F _{cLx} (psi)	F _{vx} ⁽²⁾ (psi)	E _x (10 ⁶ psi)	E _{x min} (10 ⁶ psi)	F _{by} (psi)	F _{cLy} (psi)	F _{vy} ⁽²⁾⁽³⁾ (psi)	E _y (10 ⁶ psi)	E _{y min} (10 ⁶ psi)	F _t (psi)	F _c (psi)	G		
24F-1.8E		2400	1450	650	265	1.8	0.95	1450	560	230	1.6	0.85	1100	1600	0.50				
24F-V4	DF/DF	2400	1850	650	650	265	1.8	0.95	1450	560	230	1.6	0.85	1100	1650	0.50	0.50		
24F-V8	DF/DF	2400	2400	650	650	265	1.8	0.95	1550	560	230	1.6	0.85	1100	1650	0.50	0.50		
24F-E4	DF/DF	2400	1450	650	650	265	1.8	0.95	1400	560	230	1.7	0.90	1100	1700	0.50	0.50		
24F-E13	DF/DF	2400	2400	650	650	265	1.8	0.95	1750	560	230	1.7	0.90	1250	1700	0.50	0.50		
24F-E18	DF/DF	2400	2400	650	650	265	1.8	0.95	1550	560	230	1.7	0.90	975	1700	0.50	0.50		
24F-V3	SP/SP	2400	2000	740	740	300	1.8	0.95	1700	650	260	1.6	0.85	1150	1650	0.55	0.55		
24F-V8	SP/SP	2400	2400	740	740	300	1.8	0.95	1700	650	260	1.6	0.85	1150	1650	0.55	0.55		
24F-E1	SP/SP	2400	1450	805	650	300	1.8	0.95	1550	650	260	1.7	0.90	1150	1600	0.55	0.55		
24F-E4	SP/SP	2400	2400	805	805	300	1.9	1.00	1850	650	260	1.8	0.95	1450	1750	0.55	0.55		
26F-1.9E ⁽⁵⁾		2600	1950	650	265	1.9	1.00	1600	560	230	1.6	0.85	1150	1600	0.50				
26F-V1	DF/DF	2600	1950	650	650	265	2.0	1.06	1850	560	230	1.8	0.95	1350	1850	0.50	0.50		
26F-V2	DF/DF	2600	2600	650	650	265	2.0	1.06	1850	560	230	1.8	0.95	1350	1850	0.50	0.50		
26F-V1	SP/SP	2600	2000	740	740	300	1.8	0.95	1700	650	260	1.6	0.85	1150	1600	0.55	0.55		
26F-V2	SP/SP	2600	2100	740	740	300	1.9	1.00	1950	740	260	1.8	0.95	1300	1850	0.55	0.55		
26F-V3	SP/SP	2600	2100	740	740	300	1.9	1.00	1950	650	260	1.8	0.95	1250	1800	0.55	0.55		
26F-V4	SP/SP	2600	2600	740	740	300	1.9	1.00	1700	650	260	1.8	0.95	1200	1600	0.55	0.55		
26F-V5	SP/SP	2600	2600	740	740	300	1.9	1.00	1950	650	260	1.8	0.95	1300	1850	0.55	0.55		
28F-2.1E SP ⁽⁵⁾		2800	2300	805	300	2.1 ⁽⁷⁾	1.11 ⁽⁷⁾	1600	650	260	1.7	0.90	1250	1750	0.55				
28F-E1	SP/SP	2800	2300	805	805	300	2.1 ⁽⁷⁾	1.11 ⁽⁷⁾	1600	650	260	1.7	0.90	1300	1850	0.55	0.55		
28F-E2	SP/SP	2800	2800	805	805	300	2.1 ⁽⁷⁾	1.11 ⁽⁷⁾	2000	650	260	1.7	0.90	1300	1850	0.55	0.55		
30F-2.1E SP ⁽⁵⁾⁽⁶⁾		3000	2400	805	300	2.1 ⁽⁷⁾	1.11 ⁽⁷⁾	1750	650	260	1.7	0.90	1250	1750	0.55				
30F-E1	SP/SP	3000	2400	805	805	300	2.1 ⁽⁷⁾	1.11 ⁽⁷⁾	1750	650	260	1.7	0.90	1250	1750	0.55	0.55		
30F-E2	SP/SP	3000	3000	805	805	300	2.1 ⁽⁷⁾	1.11 ⁽⁷⁾	1750	650	260	1.7	0.90	1350	1750	0.55	0.55		

Fonte - *National Design Specification for Wood Construction – NDS Commentary*,
chapter 4, page 63.

Tabela 20 – Dimensão de pregos.

Table L4 Standard Common, Box, and Sinker Steel Wire Nails^{1,2}

Type		Pennyweight										
		6d	7d	8d	10d	12d	16d	20d	30d	40d	50d	60d
Common	L	2"	2-1/4"	2-1/2"	3"	3-1/4"	3-1/2"	4"	4-1/2"	5"	5-1/2"	6"
	D	0.113"	0.113"	0.131"	0.148"	0.148"	0.162"	0.192"	0.207"	0.225"	0.244"	0.263"
	H	0.266"	0.266"	0.281"	0.312"	0.312"	0.344"	0.406"	0.438"	0.469"	0.5"	0.531"
Box	L	2"	2-1/4"	2-1/2"	3"	3-1/4"	3-1/2"	4"	4-1/2"	5"		
	D	0.099"	0.099"	0.113"	0.128"	0.128"	0.135"	0.148"	0.148"	0.162"		
	H	0.266"	0.266"	0.297"	0.312"	0.312"	0.344"	0.375"	0.375"	0.406"		
Sinker	L	1-7/8"	2-1/8"	2-3/8"	2-7/8"	3-1/8"	3-1/4"	3-3/4"	4-1/4"	4-3/4"		5-3/4"
	D	0.092"	0.099"	0.113"	0.12"	0.135"	0.148"	0.177"	0.192"	0.207"		0.244"
	H	0.234"	0.250"	0.266"	0.281"	0.312"	0.344"	0.375"	0.406"	0.438"		0.5"

Fonte - *National Design Specification for Wood Construction – NDS Special Design*
for Wind Seismic, appendix A, page 42.

Tabela 21 – Capacidades cisalhantes para painéis estruturais travados.

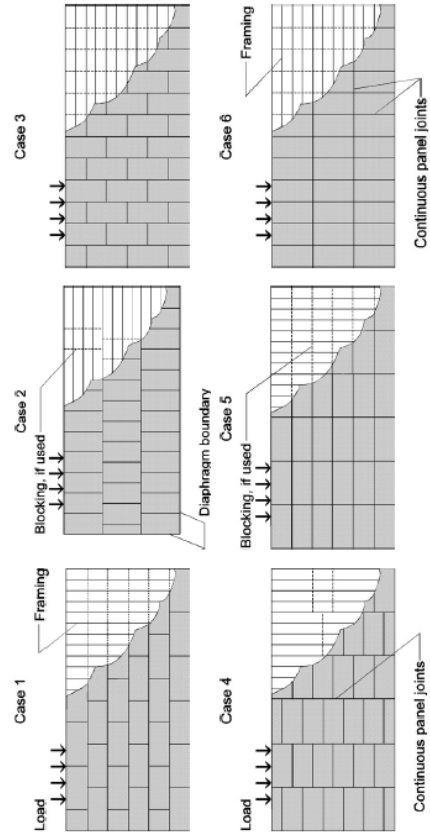
Table 4.2A Nominal Unit Shear Capacities for Wood-Frame Diaphragms

Blocked Wood Structural Panel Diaphragms^{1,2,3,4}

Sheathing Grade	Common Nail Size	Minimum Fastener Penetration in Framing Member or Blocking (in.)	Minimum Nominal Panel Thickness (in.)	Minimum Nominal Width of Nailed Face at Adjoining Panel Edges and Boundaries (in.)	A SEISMIC	B WIND							
Nail Spacing (in.) at diaphragm boundaries (all cases), at continuous panel edges parallel to load (Cases 3 & 4), and at all panel edges (Cases 5 & 6)	Nail Spacing (in.) at diaphragm boundaries (all cases), at continuous panel edges parallel to load (Cases 3 & 4), and at all panel edges (Cases 5 & 6)	Nail Spacing (in.) at other panel edges (Cases 1, 2, 3, & 4)	Nail Spacing (in.) at other panel edges (Cases 1, 2, 3, & 4)	Nail Spacing (in.) at other panel edges (Cases 1, 2, 3, & 4)	Nail Spacing (in.) at other panel edges (Cases 1, 2, 3, & 4)	Nail Spacing (in.) at other panel edges (Cases 1, 2, 3, & 4)							
V _s (plf)	G _s (kips/in.)	V _s (plf)	G _s (kips/in.)	V _s (plf)	G _s (kips/in.)	V _s (plf)							
370	15	12	500	8.5	7.5	750	12	10	840	20	15	OSB PLY	1175
420	12	9.5	560	7.0	6.0	840	9.5	8.5	950	17	13		1330
540	14	11	720	9.0	7.5	1060	13	10	1200	21	15		1680
600	12	10	800	7.5	6.5	1200	10	9.0	1350	18	13		1890
640	24	17	850	15	12	1280	20	15	1460	31	21		2045
720	20	15	960	12	9.5	1440	16	13	1640	26	18		2295
340	15	10	450	9.0	7.0	670	13	9.5	760	21	13		1065
380	12	9.0	500	7.0	6.0	760	10	8.0	860	17	12		1205
370	13	9.5	500	7.0	6.0	750	10	8.0	840	18	12		1175
420	10	8.0	560	5.5	5.0	840	8.5	7.0	950	14	10		1330
480	15	11	640	9.5	7.5	960	13	9.5	1090	21	13		1525
540	12	9.5	720	7.5	6.0	1080	11	8.5	1220	18	12		1710
510	14	10	680	8.5	7.0	1010	12	9.5	1150	20	13		1610
570	11	9.0	760	7.0	6.0	1140	10	8.0	1290	17	12		1805
540	13	9.5	720	7.5	6.5	1060	11	8.5	1200	19	13		1680
600	10	8.5	800	6.0	5.5	1200	9.0	7.5	1350	15	11		1890
580	25	15	770	15	11	1150	21	14	1310	33	18		2060
650	21	14	860	12	9.5	1300	17	12	1470	28	16		2295
640	21	14	850	13	9.5	1280	18	12	1460	28	17		2045
720	17	12	960	10	8.0	1440	14	11	1640	24	15		2295

- Nominal unit shear capacities shall be adjusted in accordance with 4.2.3 to determine ASD allowable unit shear capacity and LRFD factored unit resistance. For general construction requirements see 4.2.6. For specific requirements, see 4.2.7.1 for wood structural panel diaphragms. See Appendix A for common nail dimensions.
- For species and grades of framing other than Douglas-Fir-Larch or Southern Pine, reduced nominal unit shear capacities shall be determined by multiplying the tabulated nominal unit shear capacity by the Specific Gravity Adjustment Factor = $[1 - (0.5 - G)]$, where G = Specific Gravity of the framing lumber from the NDS (Table 11.3.2A). The Specific Gravity Adjustment Factor shall not be greater than 1.
- Apparent shear stiffness values, G_s , are based on nail slip in framing with moisture content less than or equal to 19% at time of fabrication and panel stiffness values for diaphragms constructed with either OSB or 3-ply plywood panels. When 4-ply or 5-ply plywood panels or composite panels are used, G_s values shall be permitted to be increased by 1.2.
- Where moisture content of the framing is greater than 19% at time of fabrication, G_s values shall be multiplied by 0.5.

- Nominal unit shear capacities shall be adjusted in accordance with 4.2.3 to determine ASD allowable unit shear capacity and LRFD factored unit resistance. For general construction requirements see 4.2.6. For specific requirements, see 4.2.7.1 for wood structural panel diaphragms. See Appendix A for common nail dimensions.
- For species and grades of framing other than Douglas-Fir-Larch or Southern Pine, reduced nominal unit shear capacities shall be determined by multiplying the tabulated nominal unit shear capacity by the Specific Gravity Adjustment Factor = $[1 - (0.5 - G)]$, where G = Specific Gravity of the framing lumber from the *NDS* (Table 11.3.2A). The Specific Gravity Adjustment Factor shall not be greater than 1.
- Apparent shear stiffness values, G_s , are based on nail slip in framing with moisture content less than or equal to 19% at time of fabrication and panel stiffness values for diaphragms constructed with either OSB or 3-ply plywood panels. When 4-ply or 5-ply plywood panels or composite panels are used, G_s values shall be permitted to be increased by 1.2.
- Where moisture content of the framing is greater than 19% at time of fabrication, G_s values shall be multiplied by 0.5.



Fonte - National Design Specification for Wood Construction – NDS Special Design for Wind Seismic, chapter 4, page 19.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

2012 INTERNATIONAL BUILDING CODE – IBC. **Chapter 16: Structural design.** Washington, D.C, USA. International Code Council, 2011.

2012 INTERNATIONAL BUILDING CODE – IBC. **Chapter 23: Wood.** Washington, D.C, USA. International Code Council, 2011.

AMERICAN WOOD COUNCIL. **National design specification for wood construction (NDS).** 2012 Edition. Washington, DC, USA. American Forest & Paper Association, 2012.

AMERICAN WOOD COUNCIL. **MANUAL ASD/LRFD for Engineered Wood Construction.** 2012 Edition. Washington, DC, USA. American Forest & Paper Association, 2012.

AMERICAN WOOD COUNCIL. **Supplement NDS: National design specification – Design values for wood construction.** 2012 Edition. Washington, DC, USA. American Forest & Paper Association, 2012.

AMERICAN WOOD COUNCIL. **ASD/LRFD NDS: National design specification wood construction with commentary.** 2012 Edition. Washington, DC, USA. American Forest & Paper Association, 2012.

AMERICAN WOOD COUNCIL. **ASD/LRFD Wind & Seismic: special design provisions for wind and seismic with commentary.** 2012 Edition. Washington, DC, USA. American Forest & Paper Association, 2012.

AMERICAN WOOD COUNCIL. **Details for conventional wood frame construction.** Washington, DC, USA. American Forest & Paper Association, 2001.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **ASCE 7: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures**. Washington, DC, USA. ASCE Standard, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988). **NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro – R.J.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1997). **NBR 7190 – Projeto de estruturas de madeira**. Rio de Janeiro – R.J.

BREYER, D. E, FRIDLEY, K. J, COBEEN, K. E. **Design of Wood Structures**. Fourth Edition. New York: McGraw-Hill, 1999.

CORREIA, E. A. S. **Análise e dimensionamento de estruturas de madeira**. Porto, Portugal 2009. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia – Universidade do Porto.

BEER, F. P, JOHNSTON, E. R. **Resistência dos materiais**. Terceira Edição. São Paulo: Person Makron Books, 1995. 1252 pag.

ISAIA, G. C. **Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais**. Segunda Edição. São Paulo: Arte Interativa, 2010. Volume 2.

MCCORMAC, J. C, CSERNAK, S. F. **Structural Steel Design**. Fifth Edition. India: Person, 2012.

MÓDENA, L. (2009). **Construção industrializada: uma contribuição para habitações de interesse social**. Tese de Pós Graduação – Escola de Engenharia da Universidade Presbiteriana Mackenzie - S.P.

SIMMONS, H. L. **Olin's construction – Principles, materials, and methods**. Hoboken, New Jersey, USA. John Wiley & Sons, Inc., 2011.

THE ENGINEERING WOOD ASSOCIATION. APA **Engineered Wood: Construction guide**. Tacoma, Washington, USA. American Forest & Paper Association, 2014.

UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE. **Wood Handbook – Wood as an engineering material**. Forest Products Laboratory, Forest Service - Madison, Wisconsin, USA, 2010.